



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JORGE OSWALDO CASTILLO PEREYRA

TUTOR PRINCIPAL:
DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR:
DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE, POSGRADO DE INGENIERÍA
DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ALEJANDRO MENDOZA RESÉNDIZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. MARIA JOSELINA ESPINOZA AYALA, INSTITUTO MEXICANO DE
TECNOLOGIA DEL AGUA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. JULIO 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO

Presidente: DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE

Secretario: DRA. MARIA JOSELINA ESPINOZA AYALA

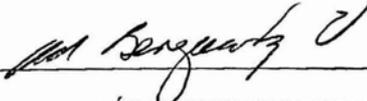
Vocal: DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO

1^{er} suplente: DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA

2^{do} suplente: DR. ALEJANDRO MENDOZA RESÉNDIZ

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS



DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO

AGREDECIMIENTOS

A mis padres

Por su incansable apoyo, consejos e inmenso cariño con los que alcanzo una meta más en mi vida

A mi hermana

Por su comprensión y aliento en mi superación personal

A mi prometida Perla

Por brindarme la alegría, fuerza y coraje necesario para mantener mi convicción ante cualquier reto

A mi asesor el DR. Moisés Berezowsky

Por sus invaluable enseñanzas y su dedicación en mi aprendizaje
Su compromiso con México y con la ingeniería será siempre mi visión

Y a su equipo de trabajo en el Instituto de Ingeniería

Por su tiempo y sabios consejos en cada paso con esta investigación

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología

Por los recursos brindados en mis estudios de maestría
“Gracias México”

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

Por brindarme un lugar para impulsar este trabajo

Introducción

Es este trabajo se presenta el funcionamiento hidrodinámico de la bifurcación del río Mezcalapa, Samaria y Carrizal, localizada a 9 km de la ciudad de Cárdenas, Tabasco. Esta bifurcación es de gran importancia para el estado, debido a que el río Carrizal pasa por la capital, e históricamente en avenidas importantes se han reportado graves inundaciones con afectaciones económicas y sociales.

En la zona se han construido diversas estructuras cuyo objetivo ha sido controlar comportamiento hidráulico de la bifurcación, esto ha llevado a consecuencias como migración de márgenes y modificaciones en su morfología. Esta investigación tiene como objetivo encontrar alguna relación entre la hidrodinámica con las consecuencias que la zona presenta, para así poder proponer escenarios para mejorar la situación actual.

En el capítulo 1 se pone en contexto la situación actual de la zona, al igual que se presentan los objetivos a alcanzar con este trabajo. En el capítulo 2 se mencionan las teorías vigentes a la fecha de la hidrodinámica en curvas, como sus ecuaciones y casos seleccionados para ser usados como referencia.

En el capítulo tercero se habla de la construcción del modelo digital de elevaciones utilizado para los cálculos de hidrodinámica (TELEMAC 2D); también se comentan las hipótesis de cálculo como la evaluación de la densidad de malla, los efectos de la localización de las condiciones de frontera en el campo de velocidades sobre la bifurcación, así como la descripción de un modelo definitivo.

Finalmente en el capítulo 4 se presentan propuestas para mejora la hidrodinámica de la bifurcación, con el fin de mitigar los efectos de erosión y comportamiento hidrodinámico ineficiente.

Contenido

Capítulo 1 Antecedentes.....	3
Planteamiento del problema	6
Objetivo y alcance	8
Objetivos específicos.....	8
Capítulo 2 Hidrodinámica en curvas	9
Sobreelevación del agua en la parte externa de la curva:	12
Variación de la velocidad transversal en curvas	12
Ecuaciones que rigen el flujo en curvas:	14
Publicación de Rozovskii	15
Modelación Unidimensional	16
Modelación Bidimensional.....	17
Publicación de Ippen	21
Publicación de de Vriend y Geldof	22
Capítulo 3 Cálculo de hidrodinámica en la situación actual	26
Construcción del DEM (Digital Elevation Model)	28
Planteamiento de cálculo.....	33
Condiciones de frontera.....	33
Análisis Bidimensional.....	34
Vista general del algoritmo Telemac-2D	35
Análisis de sensibilidad (condiciones de frontera análisis 2D).....	36
Modelo bidimensional definitivo	42
Capítulo 4 Propuestas para mejorar la hidrodinámica.....	47
Propuesta de protección marginal con estructuras	48
Diseño de ejes y líneas extremas del cauce	49

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Espigones.....	51
Diques marginales.....	52
Diseño de estructuras	53
Mecánica de modelación en Telemac 2D	55
Propuesta de protección marginal con estructuras permeables.....	56
Comparación de las distintas propuestas	59
Distribución de velocidades	59
Distribución de Flujos (Uh).....	63
Distribución de velocidades al cortante (U^*).....	67
Conclusiones	71

Capítulo 1

Antecedentes

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Un río es una corriente natural de agua que fluye sobre la superficie terrestre y desemboca en el mar o en cuerpos lagunares. A través de ellos circula una cantidad de agua que rara vez es constante a lo largo del año Alfaro (2006). Los ríos se originan en las montañas donde generan velocidades altas, mientras que a medida que descienden hacia zonas de planicie se caracterizan por ser más lentos. Los ríos en su trayecto presentan distintas geometrías, ejemplos de estas se muestran en la Tabla 1.

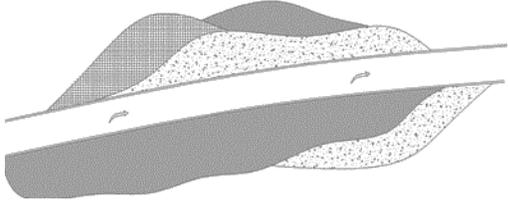
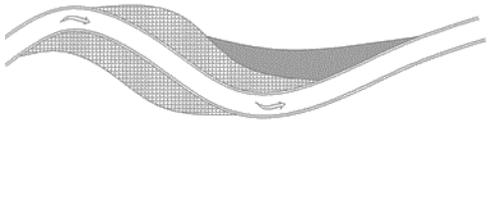
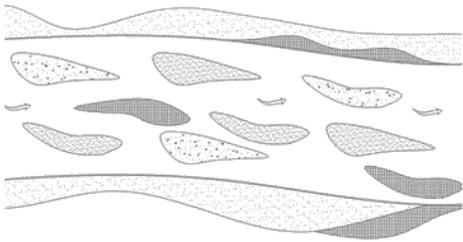
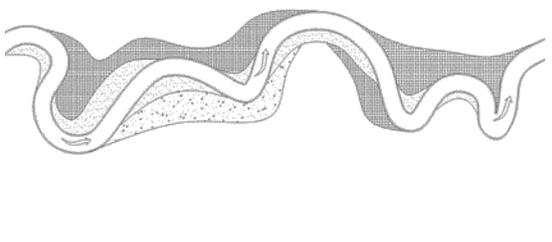
Rectos	Sinuosos
	
Trenzados	Meandros
	

Tabla 1 Geometrías de cauces tabla adaptada de Riley (2011).

Los ríos conforman sistemas fluviales que se unen (confluencias) Figura 1 (a) y se separan (bifurcaciones) Figura 1.1 (b), dando origen a ríos en los cuales sus propiedades cambian.

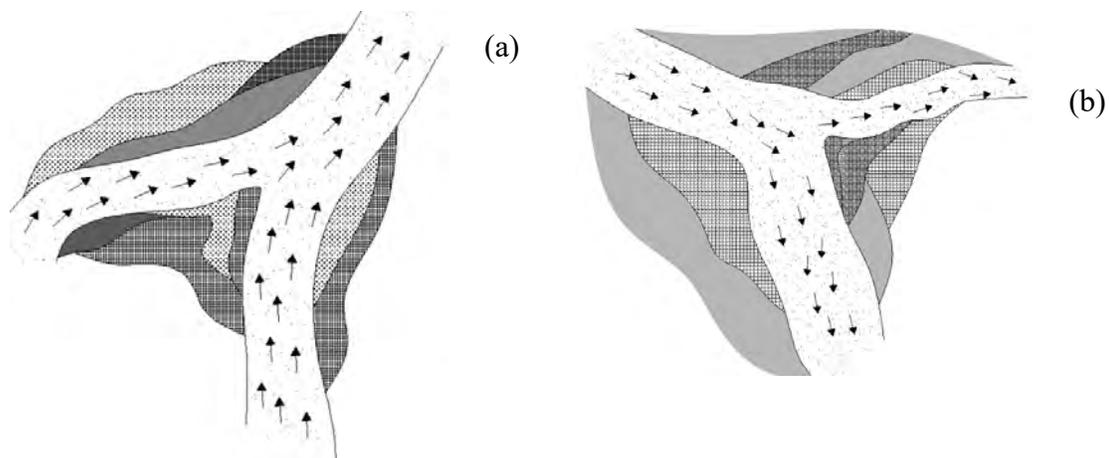


Figura 1.1 Confluencias y bifurcaciones en los sistemas fluviales.

En el caso particular de las bifurcaciones, su importancia radica en los cambios físicos locales que se generan aguas abajo del punto de separación. Estos tienen amplia influencia en la hidrodinámica del flujo y, por ende, en la geomorfología del fondo y los mecanismos de transporte (líquido-sólido) de los ríos.

El comportamiento de los ríos depende mucho de tres parámetros: la hidrodinámica, la morfología y el transporte de sedimento. Debido a las distintas geometrías que presentan éstos, podemos encontrar distintos comportamientos de la hidrodinámica, un ejemplo son las corrientes secundarias, o flujo helicoidal, que es producido por gradientes en la superficie libre del agua en la sección transversal.

Con frecuencia, el ingeniero debe dar soluciones factibles y con base en ciertos requerimientos a problemas de hidráulica. Algunas veces, estas soluciones pueden ser sencillas debido a que están bien definidas, tanto la parte técnica como la parte económica por lo que sólo basta aplicarlas. En otros casos, los problemas son complejos o desconocidos. Cada problema requiere distinto detalle para ser analizado. En la práctica se realizan análisis de hidrodinámica de tipo 1D unidimensional (Castellarin *et al.* 2009), (Greco *et al.* 2017), 2D bidimensional (Sukhodolov 2012), (Castellarin *et al.* 2009), (Greco *et al.* 2017), (Moya Quiroga *et al.* 2016) y tridimensional (3D) (Pisaturo *et al.* 2017), los cuales han sido muy útiles en casos específicos, como los perfiles de un río, la hidrodinámica en curvas, y la recirculación de flujo respectivamente.

Desde mucho tiempo atrás, la hidrodinámica de ríos ha sido estudiada; por ejemplo de Vriend, (1983) realizó una comparación entre su modelo matemático y mediciones de campo en un río con distintas geomorfologías, encontrando mucha similitud, y que destacó que la influencia de las corrientes secundarias son significativas.

El cálculo de la hidrodinámica en ríos es variado y tiene distintas metodologías, pero el objetivo es encontrar el comportamiento del flujo, por ello es de vital importancia saber qué tipo de análisis es el indicado en cada problema presentado y así proponer soluciones que puedan mejorar su funcionamiento, como protecciones marginales, canales artificiales, desazolves de ríos o estructuras diversas (Corestein *et al.* 2010).

En investigaciones realizadas por Blanckaert (2011) se menciona que el fenómeno relacionado con las corrientes secundarias es la migración de meandros, la cual es incrementada por la fuerza producida por éstas. Mientras mayor sea el flujo secundario, los

Objetivo y alcance

Encontrar el funcionamiento hidrodinámico de la bifurcación con aproximación a sus condiciones actuales, por medio de modelación matemática con el software TELEMAC-2D y proponer diseños de estructuras de mejora de flujo.

Objetivos específicos

- Crear un modelo digital de elevaciones como dominio de cálculo.
- Con cálculos bidimensionales evaluar la influencia de la localización de la condición de frontera aguas arriba sobre el campo de velocidades dentro de la bifurcación.
- Realizar cálculos bidimensionales para observar el comportamiento hidráulico de la bifurcación evaluando: el campo de velocidades, los gastos unitarios y las velocidades al cortante.
- Proponer diversas propuestas con estructuras que mejoren el funcionamiento hidrodinámico de las curvas evaluando: las altas velocidades, los gastos unitarios no uniformes y las velocidades al cortante propensas a socavación cerca de las márgenes.
- Evaluar y comparar las distintas propuestas de diseños de estructuras con el caso actual.

En el capítulo siguiente se presentan las teorías de flujo en curvas, debido a que la zona de estudio se conforma por dos curvas seguidas y también casos particulares como ejemplos de hidrodinámica en curvas.

Capítulo 2

Hidrodinámica en curvas

La hidráulica fluvial es el estudio del comportamiento del flujo en los ríos y la conformación de sus lechos. En condiciones naturales, los ríos rara vez toman un curso únicamente rectilíneo, sus perfiles característicos son sinuosos. Por ello en este capítulo se exponen teorías del flujo en curvas; además la reproducción de ejemplos en la literatura muy documentados y citados, útiles en la adquisición de experiencia en el uso y comportamiento de los modelos en dos dimensiones de flujo en curvas.

Existe una estrecha conexión entre la curvatura en planta de un río y la topografía de su lecho, y en consecuencia, su profundidad. Apmann (1972) menciona que debido a la acción de esfuerzos cortantes más grandes que ocurren en un cauce con curvatura, se forma una zona relativamente profunda. La profundidad máxima en una curva aumenta a medida que el radio de curvatura es más corto y, hasta cierto punto, con el aumento de la longitud de la curva. En un canal recto no se tienen ondulaciones de las líneas de corriente, ni gradientes en la superficie libre del agua en una sección transversal determinada; en cambio en un canal con curvatura se presenta una inclinación transversal de la superficie libre y las líneas de corriente siguen la forma de la curva como se aprecia con la línea punteada en la figura 2.1 (c).

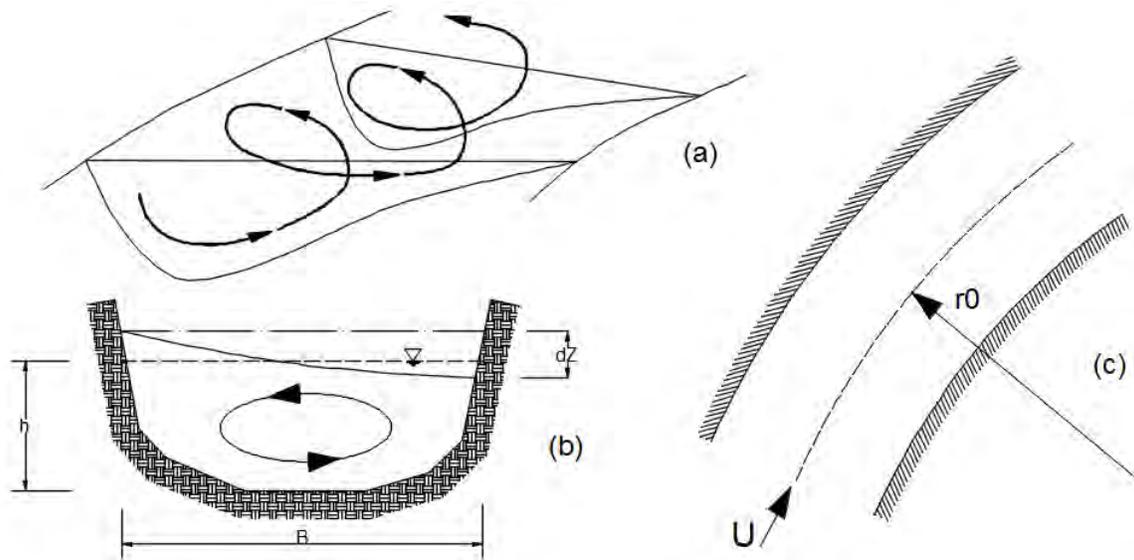


Figura 2.1 Flujo helicoidal (a), inclinación de la superficie del agua en una sección (b), y líneas de corriente en una curva vista en planta (c)

Cuando el flujo se acerca a una curva, a su entrada será uniforme, si el tramo aguas arriba es suficientemente largo. Al entrar en la curva, la tendencia será conservar el momentum del fluido, lo que lleva a la aceleración de las partículas sobre la margen interna, donde el radio

de curvatura es más pequeño, y a la desaceleración a lo largo de la margen exterior, Apmann (1972), Rozovskii (1957), ver figura 2.2.

Estos canales con curvatura están influenciados por el movimiento helicoidal, que provoca un movimiento tridimensional en el flujo, este movimiento se puede ver a través de una sección transversal, ver figura 2.1 (a). En el flujo helicoidal las líneas de corriente cerca de la superficie libre se desvían hacia la margen exterior, y las líneas cercanas al fondo se inclinan hacia la margen interior, esto produce esfuerzos transversales sobre el fondo, haciendo depósito cerca de la margen interna y profundizando cerca de la externa a lo largo de la curva, de Vriend (1983).

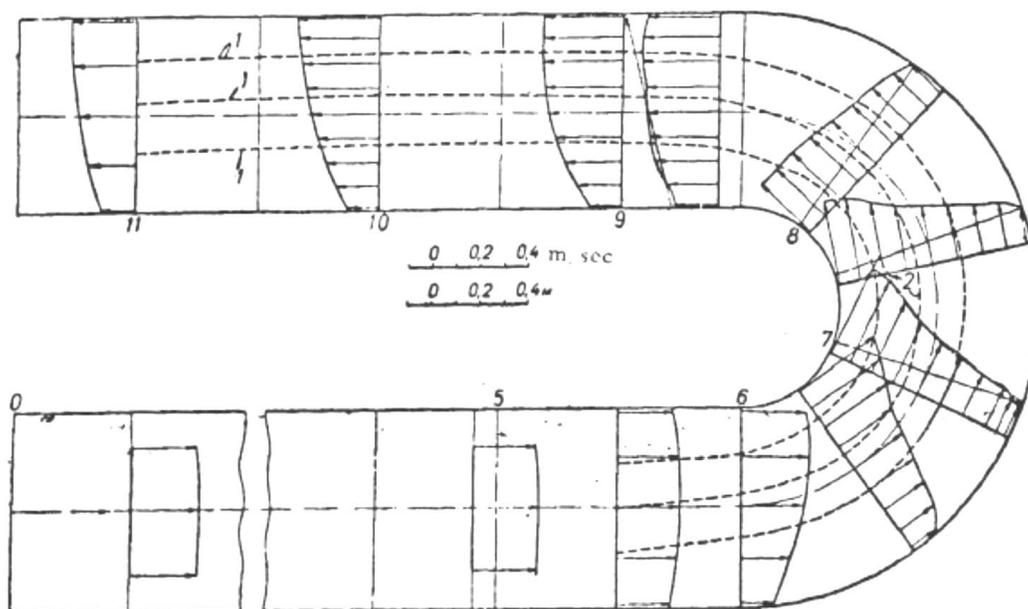


Figura 2.2 Distribución de la velocidad en el ancho de una curva.

Un efecto natural del flujo en curvas de ríos se observa directamente en la cantidad de márgenes destruidas por la erosión; en ocasiones, esto ha producido pérdidas económicas debido a los dragados necesarios para su rectificación o construcción de estructuras de control o revestimiento. En los ríos, la energía se disipa por medio de la erosión y movimiento de material. Y en el caso particular de las curvas estos esfuerzos varían de manera singular debido a las aceleraciones locales y los fenómenos de flujo helicoidal antes mencionados. Ippen (1963) menciona que los esfuerzos cortantes dependen mayormente de la curvatura del

canal más que de su configuración del fondo. de Vriend (1983) afirma que cuanto más cerrada sea una curva, los efectos de flujo secundario afectaran más al flujo normal a la curva.

El conocimiento del comportamiento de canales con curvaturas es de ayuda en el diseño de muchas estructuras hidráulicas, como por ejemplo, estructuras de derivación de flujo. La curvatura de las corrientes donde el agua tiene un desvío influye tanto en la parte del canal que se desvía, como en la parte que continúa fluyendo por el curso original. Tal curvatura puede dar lugar a cambios en la corriente que hagan propicio que la mayor parte del flujo o sedimento se mueva hacia el canal de desvío. En este trabajo se considerará el movimiento de una corriente con energía cinética baja (números de Froude pequeños).

Sobreelevación del agua en la parte externa de la curva:

A medida que la corriente cambia su trayectoria de recta a curva, el perfil transversal de la superficie del agua cambia de horizontal a inclinada. La máxima elevación en una misma sección transversal puede calcularse empíricamente utilizando la fórmula de Graf y Altinakar (1998).

$$\Delta Z = \frac{B U^2}{r_0 2g}$$

Se considera que U es la velocidad media en la sección a la entrada de la curva. Este término siempre será positivo debido a que la pendiente del agua siempre será más alta en la parte externa de la curva. Como se muestra en la figura 2.1 (b). Esta ecuación puede ser de ayuda si lo que se desea es tener noción de un caso.

Variación de la velocidad transversal en curvas

Mediciones realizadas por Rozovskii (1957) en ríos y en canales de laboratorio demuestran que a la entrada de la curva las velocidades más altas se encuentran en la parte interior, y gradualmente decrecen hacia la parte externa de la misma sección, ver figura 2.4.

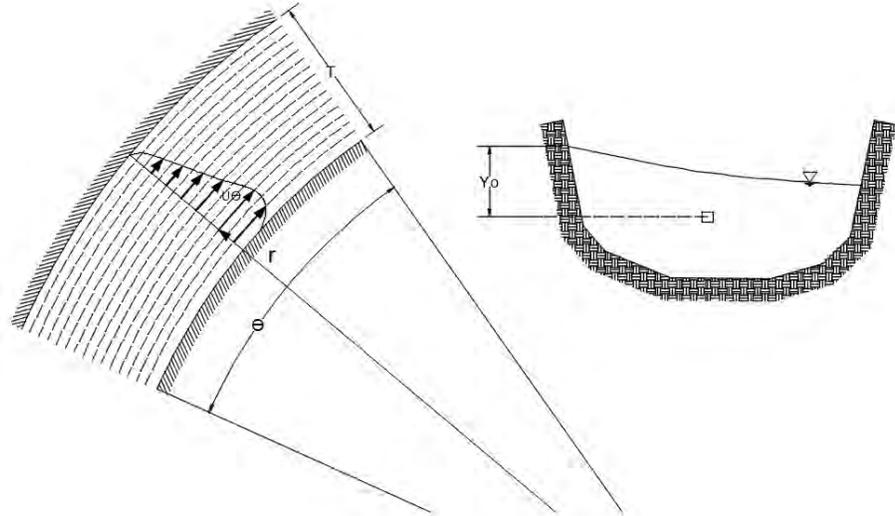


Figura 2.4 Distribucion de velocidades transversales en una curva.

Cálculos teóricos para la distribución de la velocidad transversal fueron realizados por Montes (1998) para un canal poco profundo y con curvatura amplia. Su procedimiento consistió en integrar las ecuaciones de momentum y continuidad con respecto a la profundidad. Este proceso de integración conduce a las siguientes ecuaciones en coordenadas polares:

Momentum:

$$\frac{1}{ry_0} \frac{\partial}{\partial \theta} (rU_\theta^2 y_0^2) + \frac{0.524}{r} \frac{\partial}{\partial r} (rU_\theta^2 y_0^2) = g \left[I_\theta y_0 - r \frac{U_\theta^2}{C^2} \right]$$

Continuidad:

$$\int_{r_i}^{r_o} U_\theta y_0 dr = Q = \text{constante}$$

Donde U_θ es la velocidad promediada en la vertical, r línea del centro de curvatura al elemento de cálculo, y_0 profundidad al elemento de cálculo, I_θ es la inclinación del agua por unidad de ángulo de curvatura θ , se entiende como

$$\frac{dh}{d\theta} = rI_\theta$$

Ecuaciones que rigen el flujo en curvas:

Los flujos en curvas son problemas tridimensionales; esto puede expresarse matemáticamente por medio de las ecuaciones de momentum y continuidad en un sistema de coordenadas cilíndricas, θ, r, z , los tres componentes de velocidad son u, v y w . Se considera un plano inclinado con poca pendiente, ver figura 2.3. Dey (2014).

Continuidad:

$$\frac{\partial U_{\theta}}{\partial r} + \frac{U_{\theta}}{r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial U_r}{\partial \theta} + \frac{\partial U_z}{\partial z} = 0$$

Momentum:

$$\begin{aligned} &U_{\theta} \frac{\partial U_{\theta}}{\partial r} + \frac{U_r}{r} \cdot \frac{\partial U_{\theta}}{\partial \theta} - \frac{U_r^2}{r} + w \frac{\partial U_{\theta}}{\partial z} + \frac{\partial U_{\theta}}{\partial t} \\ &= g_r - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} + U_r \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} (U_r U_{\theta}) \right] + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 U_{\theta}}{\partial \theta^2} - \frac{2}{r^2} \cdot \frac{\partial U_r}{\partial \theta} + \frac{\partial^2 U_{\theta}}{\partial z^2} \right\} \\ &U_{\theta} \frac{\partial U_r}{\partial r} + \frac{U_r}{r} \cdot \frac{\partial U_r}{\partial \theta} - \frac{U_r U_{\theta}}{r} + w \frac{\partial U_r}{\partial z} + \frac{\partial U_r}{\partial t} \\ &= g_{\theta} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \theta} + U_r \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} (r U_r) \right] + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 U_r}{\partial \theta^2} - \frac{2}{r^2} \cdot \frac{\partial U_{\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial^2 U_r}{\partial z^2} \right\} \\ &U_{\theta} \frac{\partial U_z}{\partial r} + \frac{U_r}{r} \cdot \frac{\partial U_z}{\partial \theta} + U_z \frac{\partial U_{\theta}}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial t} \\ &= g_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + U_r \left\{ \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial U_z}{\partial r} \right) \right] + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 U_z}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 U_z}{\partial z^2} \right\} \end{aligned}$$

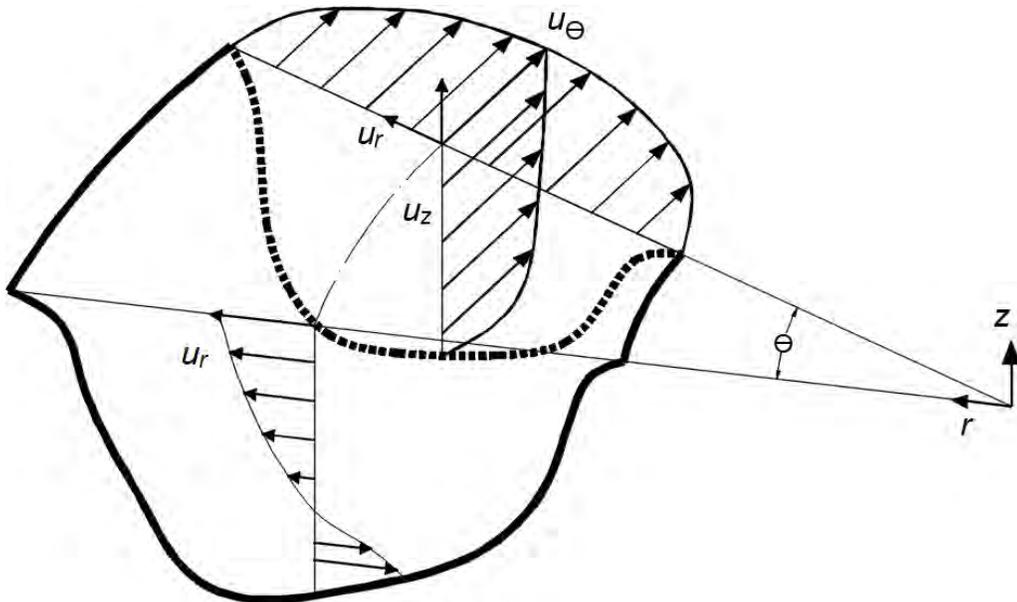


Figura 2.3 Componentes de la velocidad en una curva.

Publicación de Rozovskii

Los estudios que desarrolló Rozovskii entre los años de 1948 y 1954, en el Instituto de Hidrología e Ingeniería Hidráulica, de la Academia de Ciencias, en la SSR Ukraniana, y publicados en Rozovskii (1957), han sido ampliamente reconocidos y citados en conjunto como un trabajo pionero con respecto al estudio de flujo en canales con curvatura horizontal en planta. La importancia de este trabajo hizo que se hiciera de manera formal su traducción al idioma inglés, cuya publicación corresponde a la de Rozovskii (1961). Por ejemplo, Leschziner y Rodi (1979) emplean una parte esos resultados experimentales para verificar un modelo matemático que desarrollaron; de manera similar, Molls y Chaudhry (1995) también emplean una parte de los resultados experimentales para verificar el modelo, el cual se basa en el concepto de flujo bidimensional horizontal. Entre otras publicaciones con objetivo similar está la de Jiménez y Berezowsky (2004), quienes desarrollaron un modelo matemático para flujo bidimensional horizontal, en el que se emplean coordenadas curvilíneas generales.

Como obtención de experiencia en el uso de modelos bidimensionales se decidió realizar los cálculos de hidrodinámica correspondientes al experimento No.1 que desarrolló Rozovskii (1961), se empleó el sistema de modelación matemática Telemac – Mascaret para calcular el campo de velocidades y compararlos con las mediciones realizados por el autor.

El experimento utilizó un canal de sección rectangular y plantilla horizontal de 0.80 m de ancho, y una curva de 180°, como se indica en la figura 2.5. Nótese que aguas arriba el canal tiene un tramo recto de 6 m y lo mismo aguas abajo. En la entrada del canal el agua ingresa desde un pequeño almacenamiento, y de manera similar el canal de salida termina en otro, donde la elevación de la superficie libre del agua permanece constante en el tiempo durante el experimento. Se reporta que el gasto es 0.0123 m³/s, con un tirante de 0.06 m y velocidad media de 0.256 m/s a la entrada; también se indica que la plantilla del canal fue pintada con pintura de aceite color blanco, por lo que se considera que el coeficiente de Chezy es del orden de $C = 60 \frac{m^{1/2}}{s}$.

Es necesario tener definidas las condiciones de frontera, que corresponden a las secciones transversales donde inicia y termina el canal.

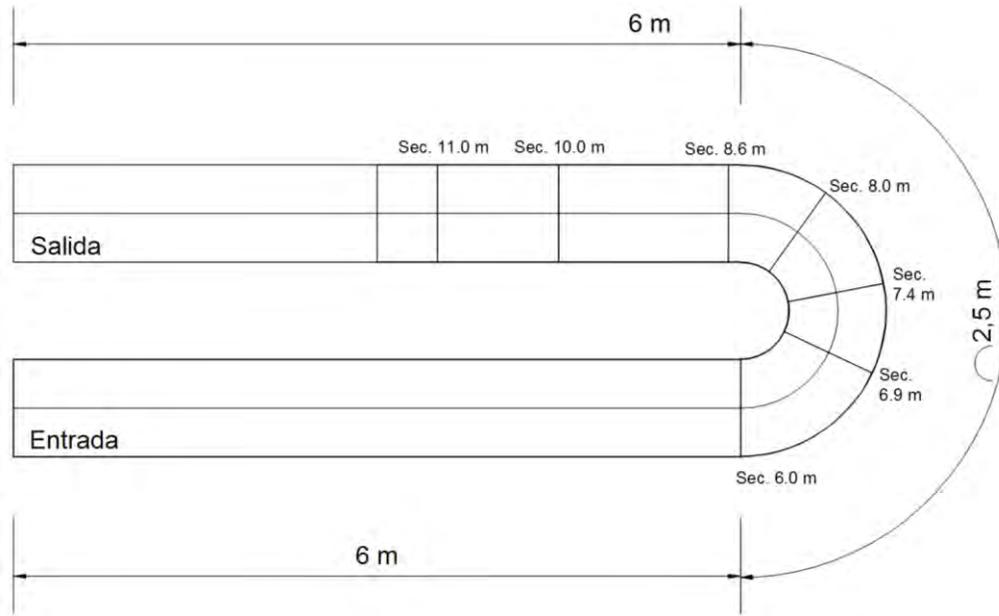


Figura 2.5 Vista en planta del canal para el experimento número 1 de Rozovskii

Modelación Unidimensional

La información reportada en Rozovskii (1961) permite notar que falta el dato del nivel de la superficie libre aguas abajo en el canal; para determinar dicho valor, preliminarmente se utilizó un cálculo del perfil hidráulico a lo largo de todo el canal; este cálculo se hizo con la versión para flujo unidimensional del modelo matemático HEC – RAS (2010).

Con la suposición de los datos iniciales de que el tirante en la entrada es de 6.0 cm y un gasto de 12.3 l/s, se proponen diversos tirantes agua abajo en el modelo para alcanzar las condiciones agua arriba. Los propuestos fueron 6, 5.9, 5.7 y 5.3 cm.

A partir del coeficiente de Chézy, y con la hipótesis de que es despreciable la curvatura de la superficie libre del agua a lo largo del canal, por lo que a la entrada el tirante es del orden de 0.06 m, el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning se hizo con la expresión siguiente (Chow, 1959)

$$n = \frac{R_h^{1/6}}{C} = 0.0101$$

Como resultado se encontró un tirante aguas abajo de 0.053 m.

Modelación Bidimensional

Se propuso realizar diversos cálculos de hidrodinámica en dos dimensiones, se variaron los modelos de turbulencia: Elder, parabólico con coeficientes modificados y k-ε; se contempló la rugosidad sobre la pared o no.

Al comparar los resultados entre sí, se observó que no existían diferencias notables entre ellas, estadísticamente se optó por elegir la simulación con la mejor aproximación a los valores medidos por Rozovskii, esta fue la simulación con modelo parabólico con coeficientes $Kl = 6$ y $Kt = 0.6$ (coeficientes de viscosidad en ambas direcciones) semejantes a los usados por el programa Iber y sin efecto de pared.

La comparación por sección se observa en la figura 2.6, los puntos naranjas son las mediciones realizadas por Rozovskii y los puntos azules los cálculo realizados, dando aproximaciones satisfactorias.

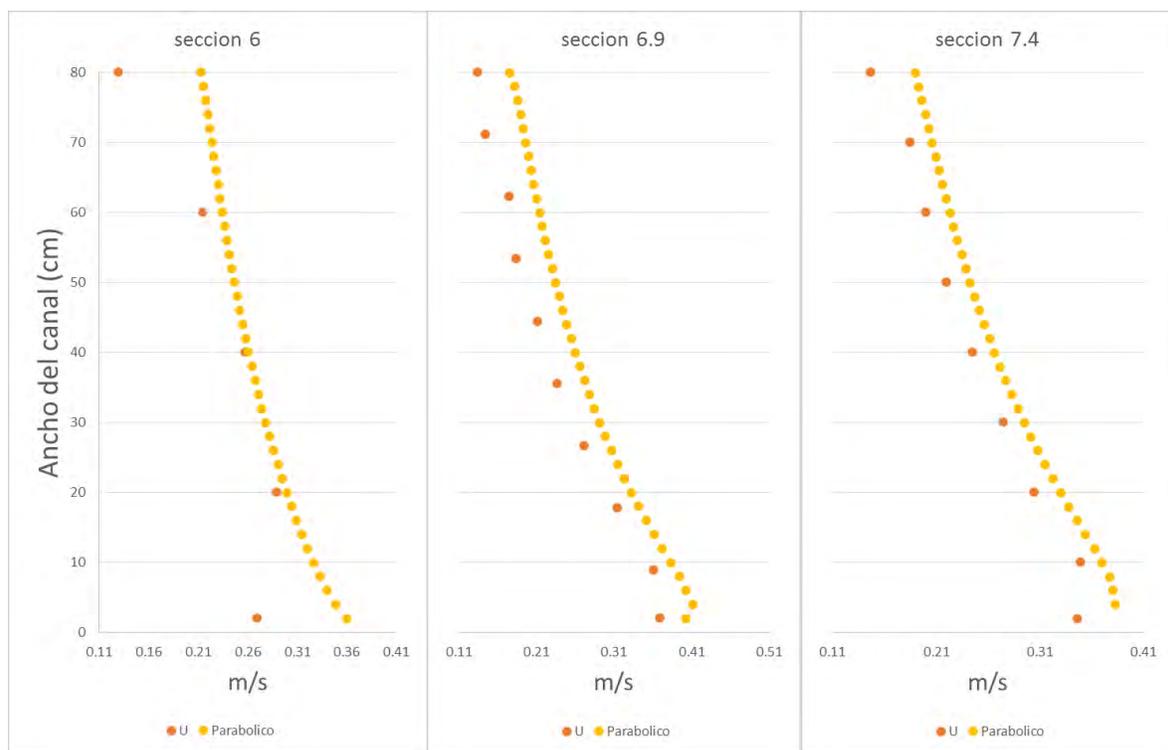


Figura 2.6 (a) Distribución de velocidades por secciones calculadas vs medidas

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

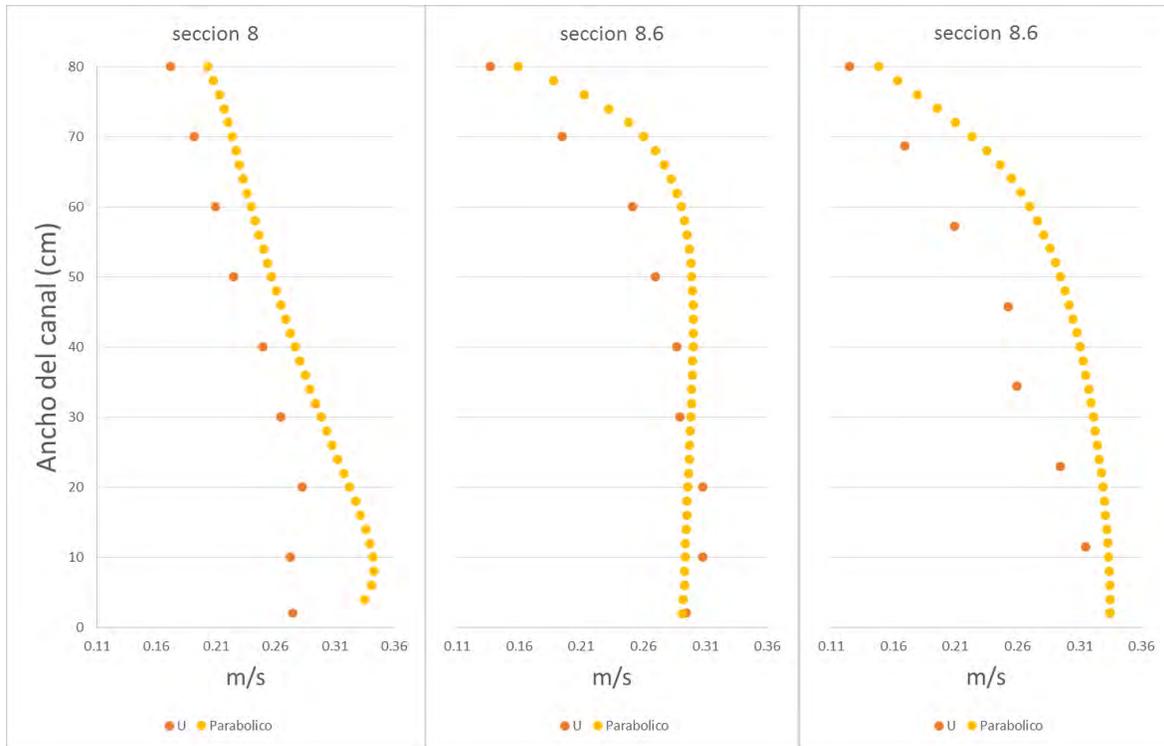


Figura 2.6 (b) Distribución de velocidades por secciones calculadas vs medidas

El campo de velocidades en el dominio se muestra en la figura 2.7; como puede observarse próximo a la entrada de la curva el perfil de velocidades en el ancho del canal es ligeramente afectado por la curva, dentro de la curva las velocidades máximas se encuentra en la parte interna y las mínimas en la parte externa. A la salida se nota que los valores máximos se encuentran recargados sobre la parte externa

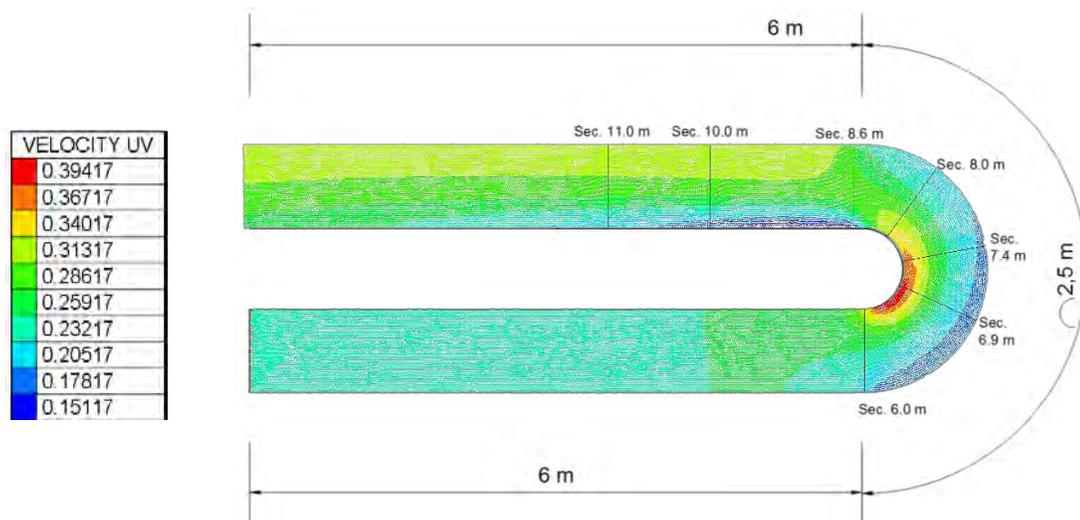


Figura 2.7 Distribución de velocidades promediadas en la profundidad

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Este campo de velocidades se relaciona con el comportamiento de la superficie del agua, la cual tiene una inclinación hacia la parte externa de la curva, como se observa en la figura 2.8 con las curvas de nivel.

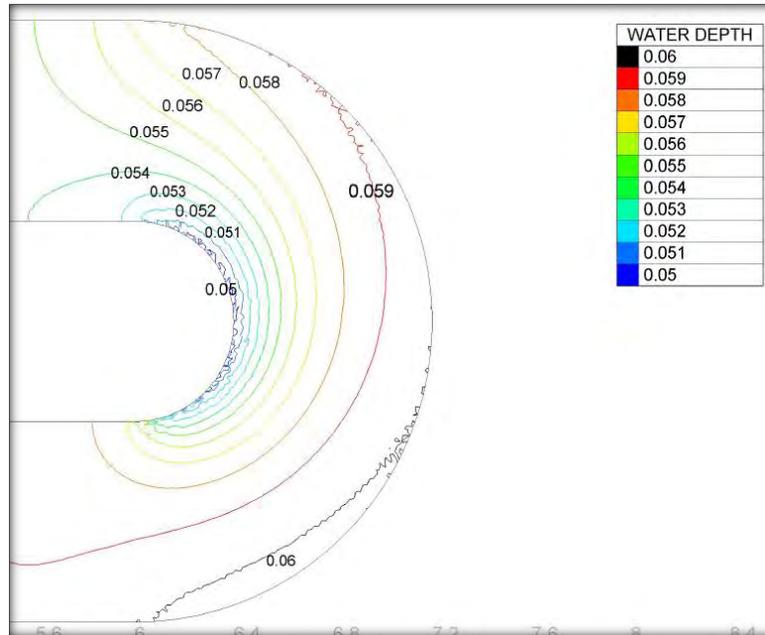


Figura 2.8 Curvas de nivel para las elevaciones de la superficie del agua

Los flujos (U_h) se muestran en la figura 2.9 y tienen un comportamiento semejante al campo de velocidades. Nótese que al terminar la curva los efectos sobre los flujos se extienden aguas abajo.

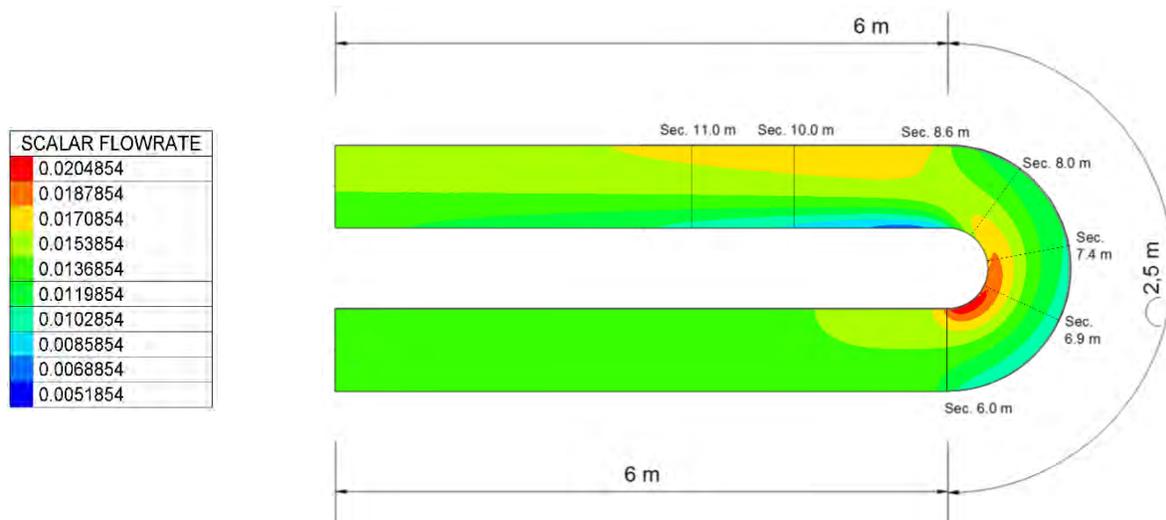


Figura 2.9 Distribución de los gastos unitarios en planta

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

La distribución de las velocidades al esfuerzo cortante sobre el fondo, U^* , se muestra en la figura 2.10, donde $U^* = \sqrt{\tau/\rho}$ depende del esfuerzo provocado por el rozamiento entre el agua y el fondo. Esto es útil para evaluar las zonas de arrastre de sedimento.

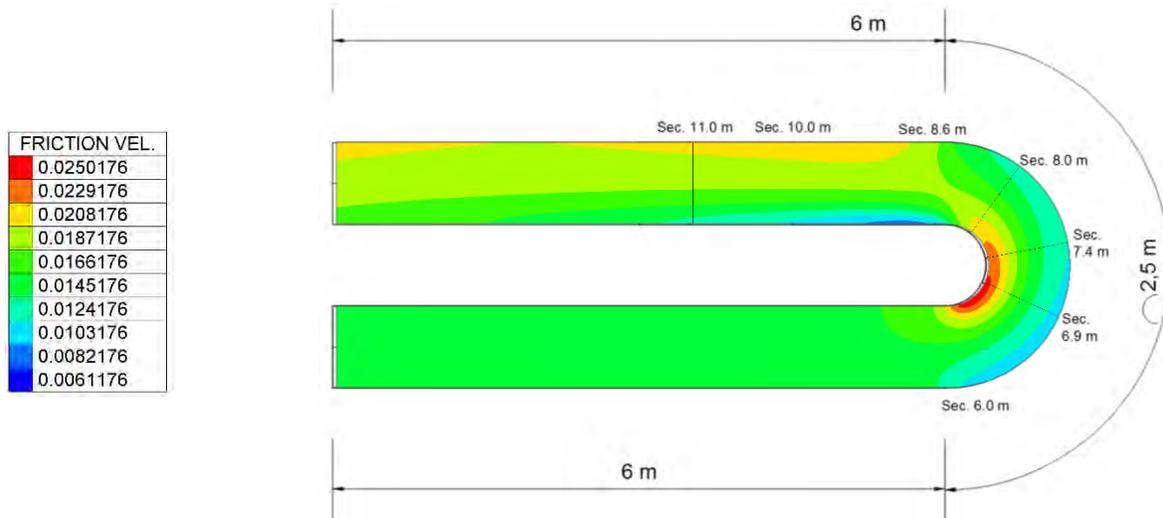


Figura 2.10 Distribución de las velocidades al cortante U^*

Publicación de Ippen

Ippen (1963) reporta mediciones en un canal trapezoidal con ancho de plantilla de 12, talud 2:1, radio de curvatura de 60° y un coeficiente de Manning $n = 0.010$. El flujo en el canal se comporta como flujo de vórtice libre, con tendencias de separación de flujo a lo largo de la margen externa cerca de la curva, a la entrada en la parte interna, ver figura 3.11. En adición a los fenómenos de separación, los efectos de fricción conducen al movimiento helicoidal esperado.

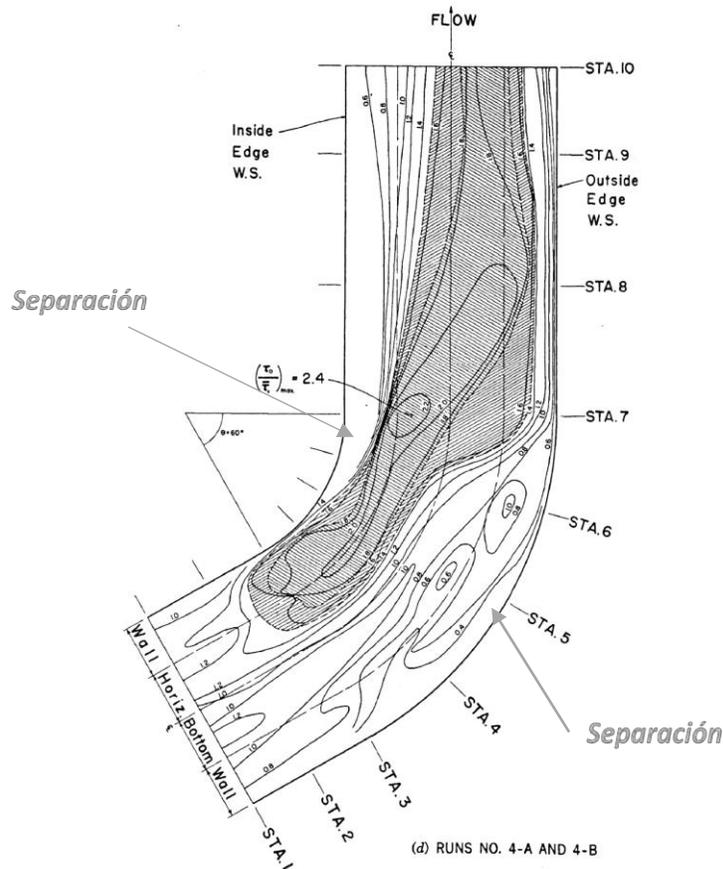


Figura 2.11 Esfuerzos relativos máximos

Los esfuerzos sobre el fondo aumentan en intensidad y en su extensión si su curvatura se agudiza. Con grandes curvaturas el esfuerzo local máximo excede el esfuerzo medio en un 100%. En este caso el estudio reporta el esfuerzo relativo máximo de 2.4 (adimensional $\tau_0/\bar{\tau}$). Nótese que la zona de máximo cortante se recarga en la parte interna aguas arriba de la curva y luego hacia la margen externa al final de la curva.

Publicación de de Vriend y Geldof

Este estudio se usa como referencia debido a que se trata del funcionamiento de la hidrodinámica entre dos curvas. Los autores realizaron mediciones en el río Dommel en un tramo con dos curvas consecutivas, en un tramo de 285 m. La selección del lugar no fue trivial; se eligió debido a que en el lugar existen dos curvas opuestas de casi 90°, con un corto tramo recto en el medio, otro aguas arriba y uno más aguas abajo. Como se aprecia en la figura 2.12.

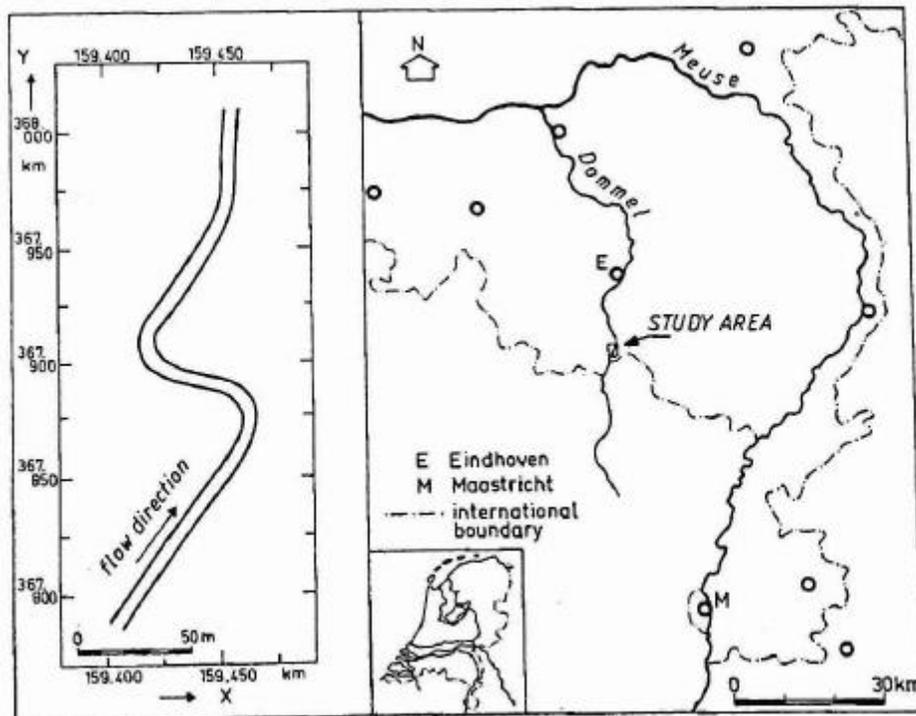


Figura 2.12 Curvas sobre el río Dommel

El tramo recto aguas arriba es lo suficientemente largo como para asegurar que los efectos de las curvas anteriores hayan desaparecido. Las dos curvas ofrecen la posibilidad de estudiar los efectos de la curvatura sobre el flujo. Aguas abajo, los efectos de curvatura en el campo de velocidad se amortiguan gradualmente.

Se decidió replicar el estudio con un modelo bidimensional con el software Telemac 2D, el cual necesitó un modelo digital de elevaciones (ver la figura 2.13) reportado en la publicación.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

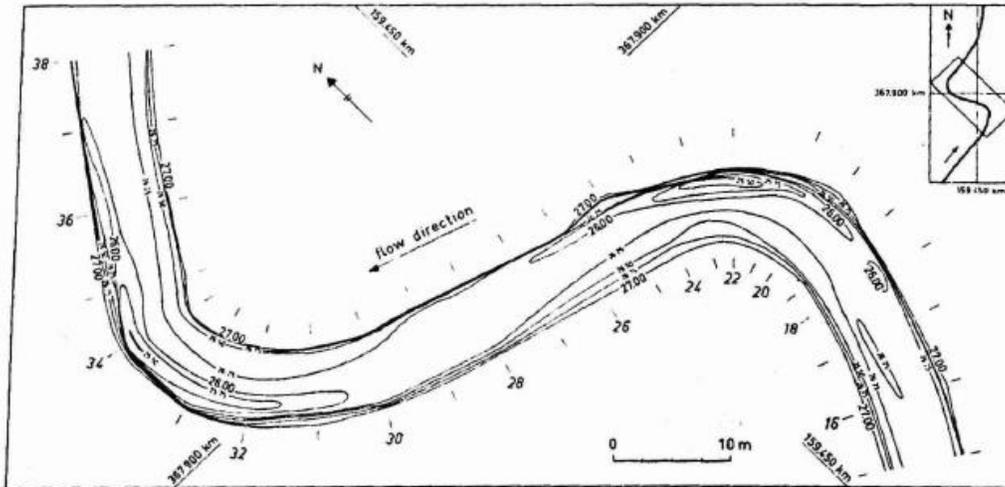


Figura 2.13 Esquema de la zona de estudio

Para la modelación se usó una malla con elementos de 25 cm, ver figura 3.14 y los datos de flujo fueron un gasto a la entrada de $1.27 \text{ m}^3/\text{s}$, una cota aguas abajo de 26.75 msnm y un coeficiente de Chezy de $30 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, los reportados en la publicación.

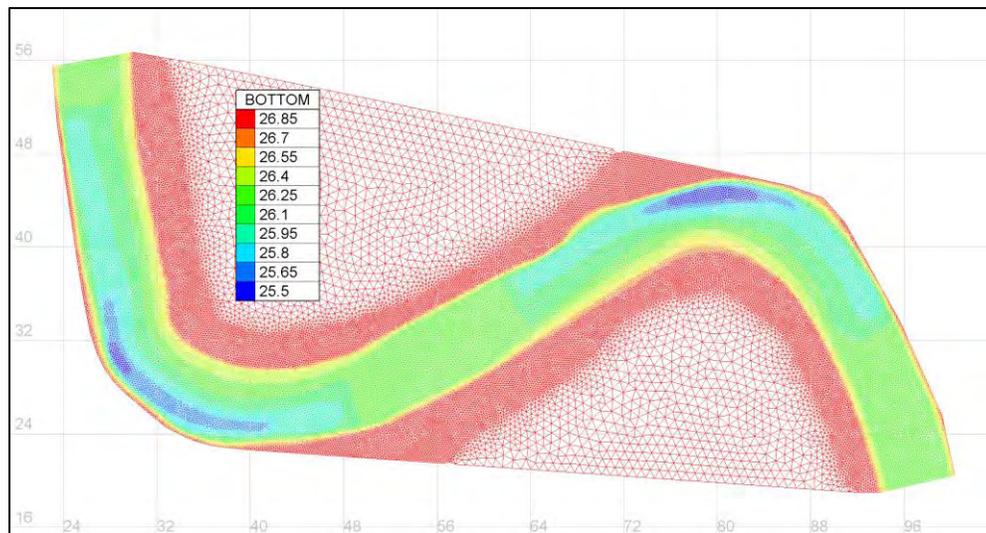


Figura 2.14 Modelo digital generado de la publicación de deVriend y Geldof

Se presenta una curva bien distribuida en su comportamiento hidrodinámico. Nótese que tanto en el campo de velocidad (figura 2.15) como en las velocidades al esfuerzo cortante

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

(figura 2.16) los máximos valores se localizan en el centro del canal. Como se comentó antes la velocidad al cortante ($U_* = \sqrt{\tau/\rho}$).

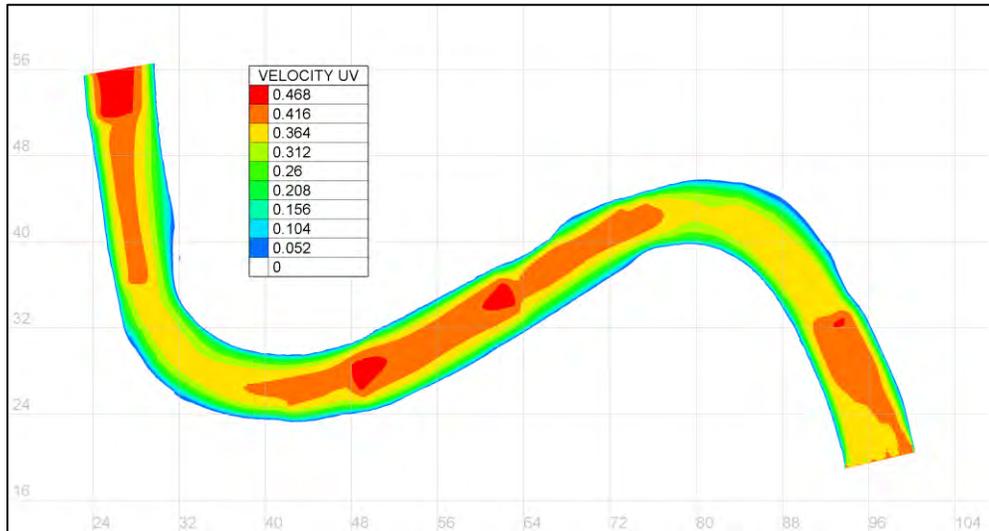


Figura 2.15 Campo de velocidades

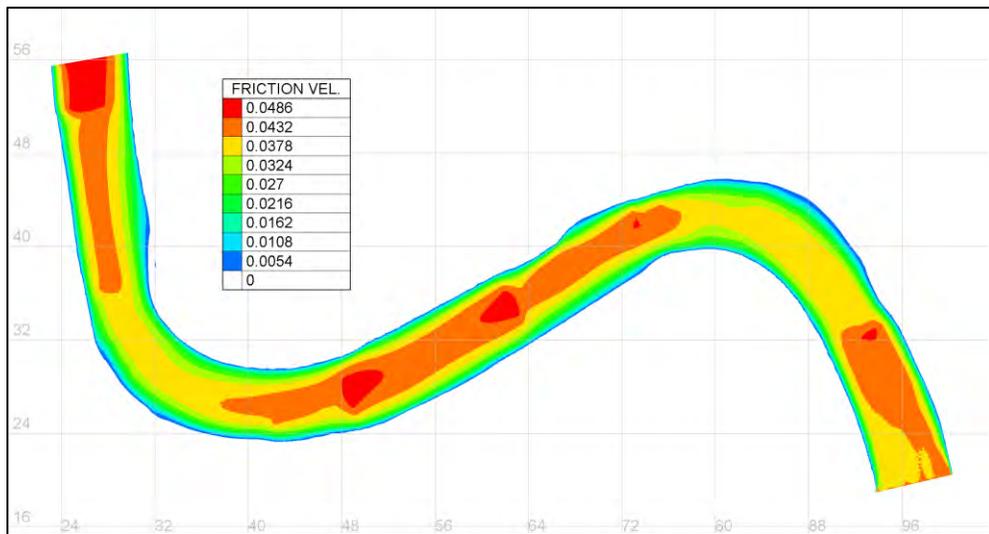


Figura 2.16 Velocidad al esfuerzo cortante

En la figura 3.17 se nota que los gastos unitarios se recargan hacia las márgenes externas, como esperaríamos que se comportaran, debido a los efectos de las curvas y al comportamiento del material natural erosionable. En el caso de estudio de la bifurcación se llevará a cabo una aproximación de este comportamiento de hidrodinámica, esfuerzos y gastos, se auxiliará de diversas estructuras para lograr conducir el escenario existente a uno más idealizado en términos de aprovechamiento de área del propio cauce.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

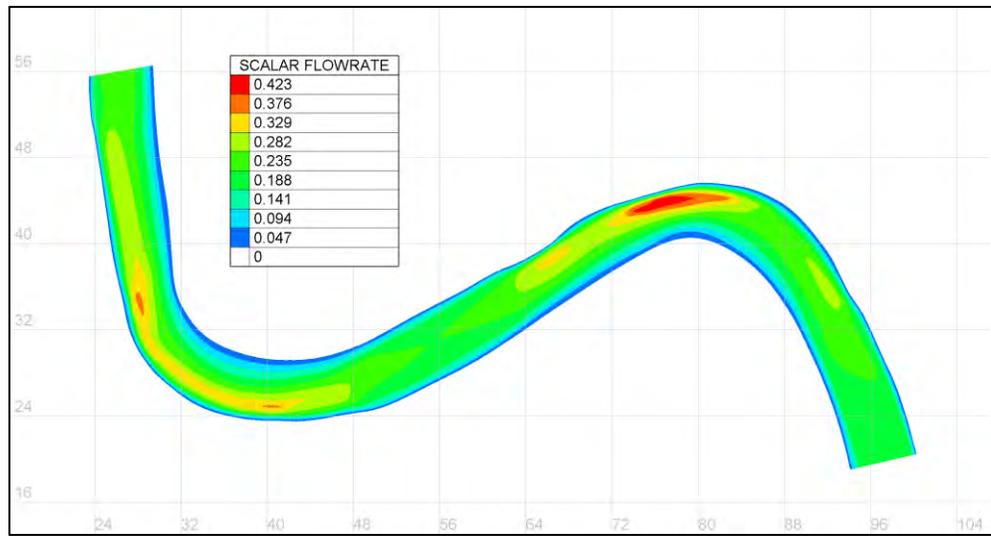


Figura 2.17 Gastos Unitarios

Capítulo 3

Cálculo de hidrodinámica en la situación actual

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Para darle continuidad al trabajo de Tellez se decidió estudiar con más detalle la hidrodinámica en la curva, y proponer medidas que mejoren el comportamiento de sus flujos, ver Berezowsky *et al.* (2007). En los estudios mencionados, el dominio de cálculo se considero con la topografía que abarca el tramo particular de la bifurcación, 1.2 km aguas arriba sobre el río Mezcalapa, en este escenario surgieron dudas; si la localización de las condiciones de frontera aguas arriba afectaba el campo de velocidades en la bifurcacion. Entonces se propuso ampliar el dominio del cálculo ubicando; la frontera aguas arriba 9 km de la bifurcacion y la frontera aguas abajo hasta el puente Samaria sobre el río Samaria y del lado del río Carrizal hasta la estructura del Macayo, ver figura 3.1.

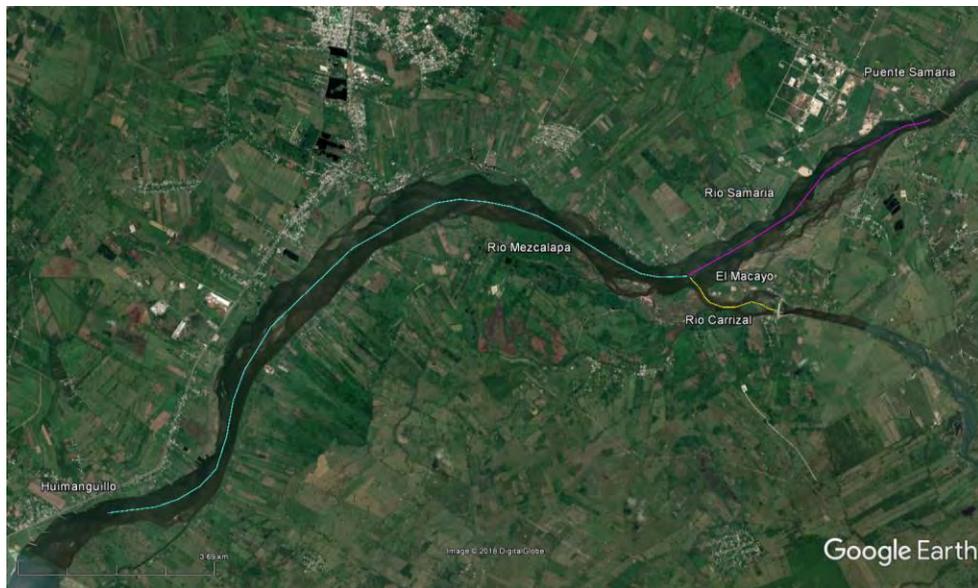


Figura 3.1 Dominio de cálculo ampliado.

La discusión se centra en el efecto de la ubicación de la frontera aguas arriba sobre el campo de velocidades de la zona de la bifurcación, de manera que la hidrodinámica no tenga influencia por ésta.

Para describir la hidrodinámica de un meandro (curva en un río), en este trabajo se realizó un análisis bidimensional, el cual proporciona el campo de velocidades. Para ello los modelos de calculos actuales requieren de un modelo digital de elevaciones (DEM). De acuerdo con INEGI, un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos presentes en el mismo.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Construcción del DEM (Digital Elevation Model)

El modelo digital de elevación se elaboró con un software de sistema de información geográfica. Se recabó información en distintos formatos y de diferentes épocas, y son las siguientes:

- Secciones transversales del río Mezcalapa (1990), figura 3.2
- Batimetría desde la bifurcación hasta el puente samaria (1999), figura 3.3
- Batimetría de la bifurcación (2004), figura 3.4

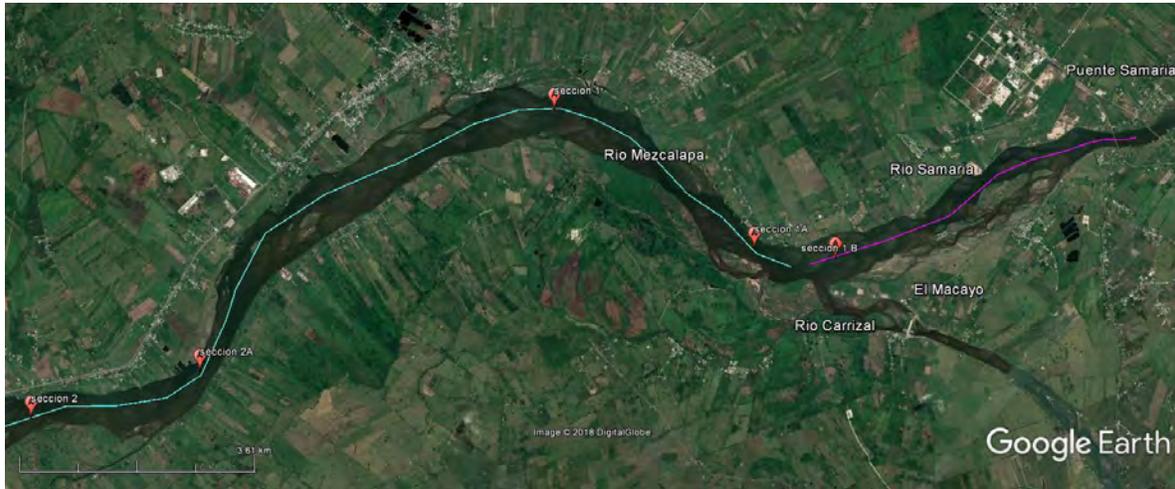


Figura 3.2 Secciones transversales sobre el río Mezcalapa (1990)

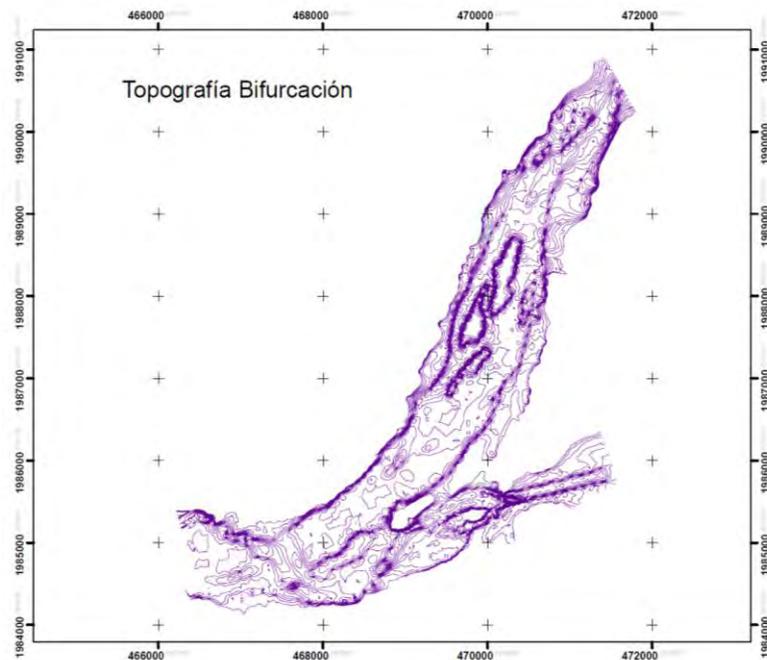


Figura 3.3 Curvas de nivel Bifurcación ríos Mezcalapa, Samaria y Carrizal 1999

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

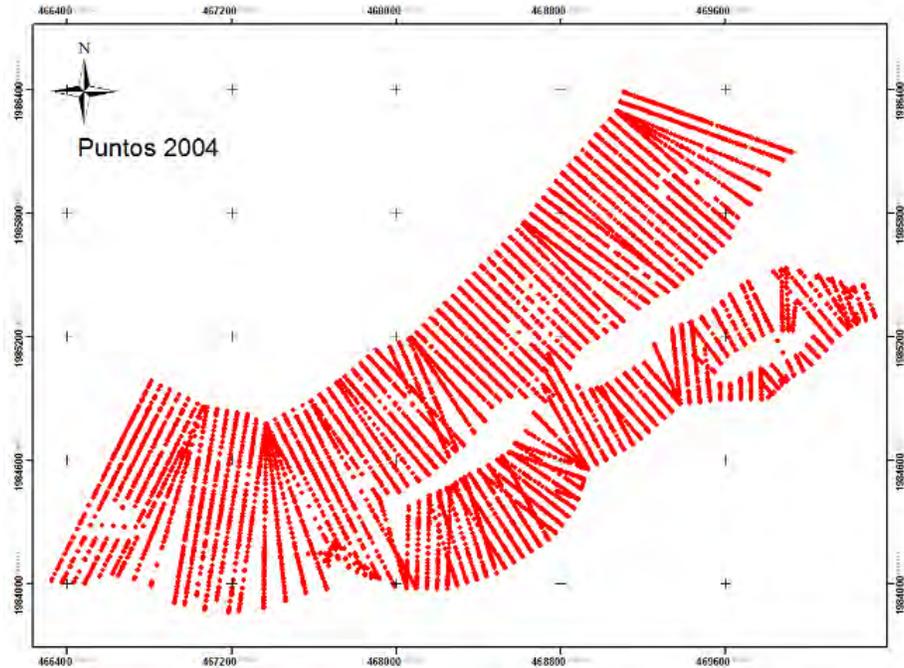


Figura 3.4 Topografía Bifurcación 2004

Se realizó una combinación de las 3 topografías. Para emplear las secciones transversales del Mezcalapa (1990) se debía realizar una interpolación de éstas, debido a que su espaciamiento es considerable. Para esto se utilizó el interpolador de secciones transversales del programa de Hec-Ras; este software realiza el cálculo de perfiles hidráulicos en un río con el concepto de flujo unidimensional y la geometría del mismo, con secciones transversales. Con esta herramienta se digitalizaron las secciones sobre el eje del río Mezcalapa georreferenciado, figura 3.5, con el fin de usar posteriormente el interpolador de secciones propio del software, que hace una aproximación a la geometría de las secciones faltantes.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

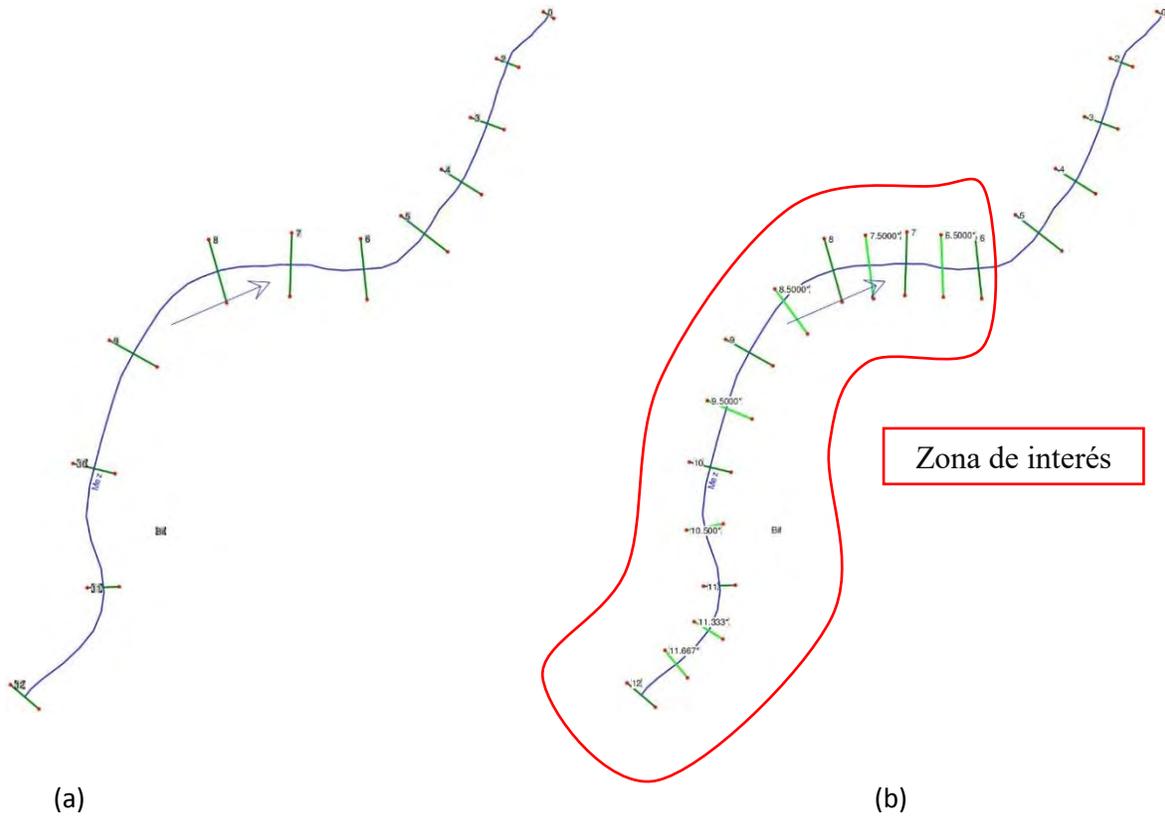


Figura 3.5 Secciones transversales originales (a, color verde oscuro) e interpoladas (b, color verde claro) sobre el río Mezcalapa.

Se extrajeron las coordenadas x y z que definen las secciones interpoladas y georeferenciadas, para unir las con el conjunto de las demás topografías existentes, ver figura 3.6; en el software ArqMap se realizó el DEM, dando como resultado el modelo digital de elevaciones de la figura 3.7.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

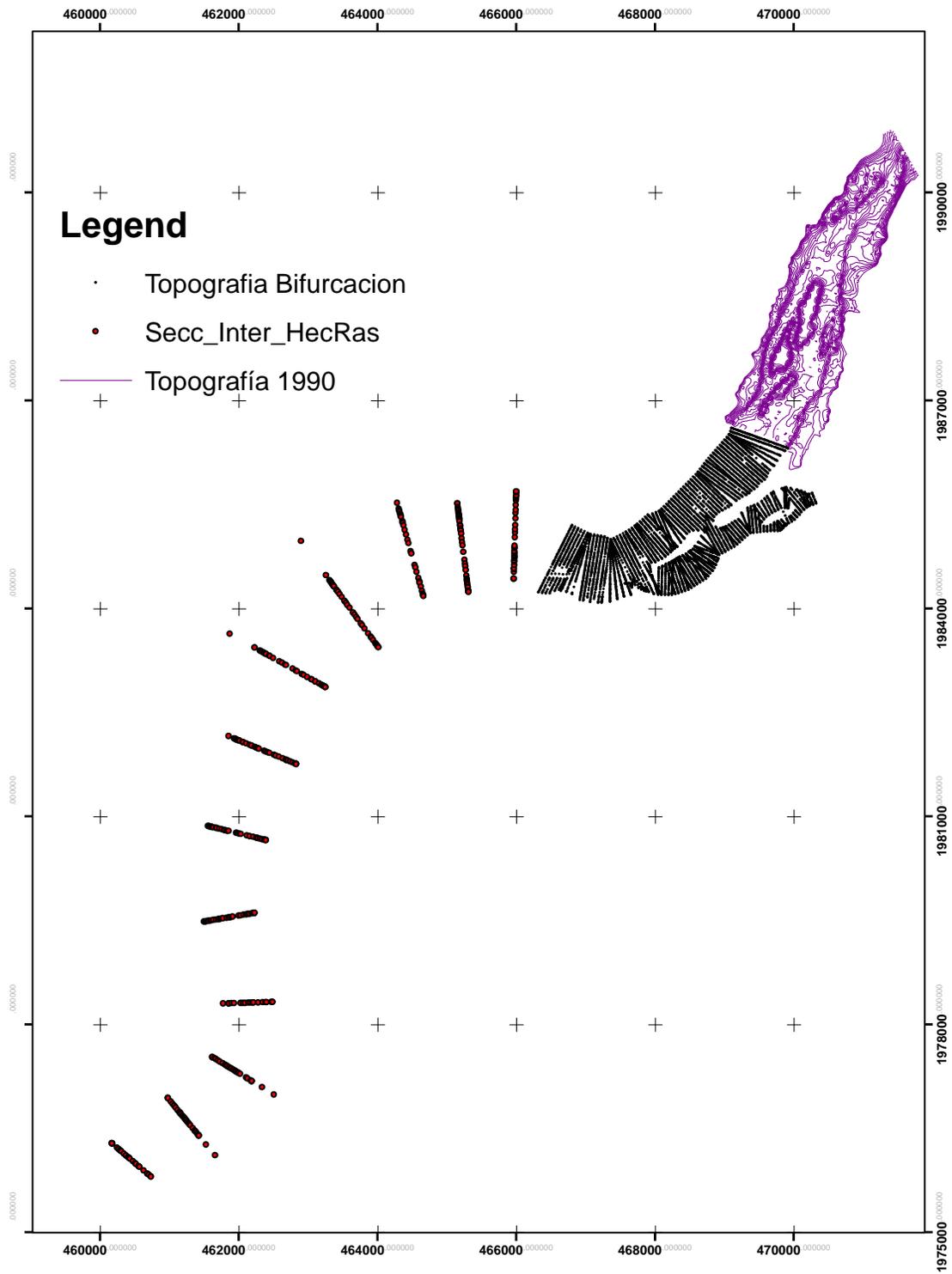


Figura 3.6 Información utilizada para crear el Modelo digital de elevaciones

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

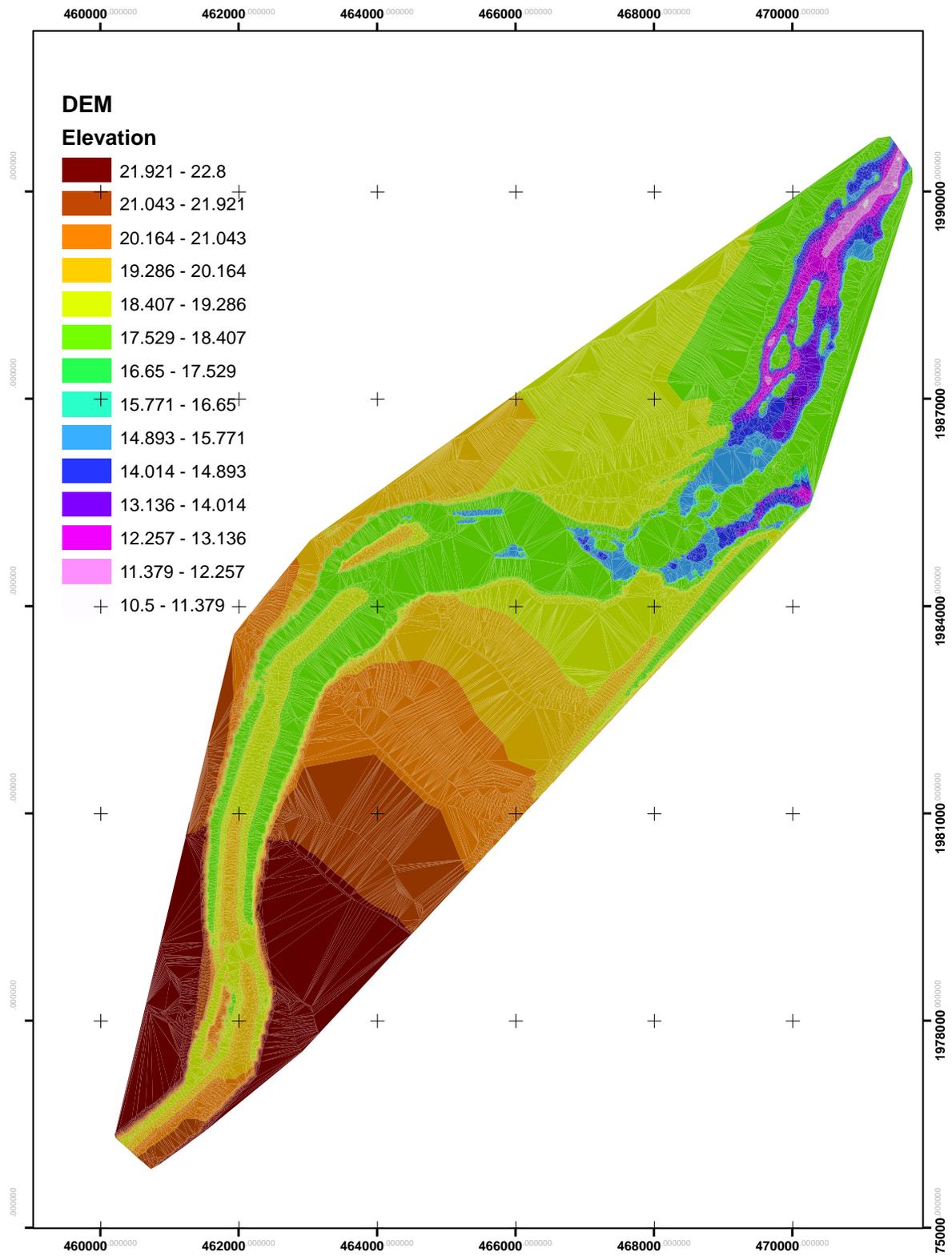


Figura 3.7 Modelo digital de elevaciones

Planteamiento de cálculo

Se realizaron calculos de flujo bidimensionales considerando como condiciones de frontera curvas elevaciones-gastos. Se analizaron distintos casos, donde la variante fue la localización de la frontera aguas arriba y su efecto sobre la zona de la curva.

Analizada la ubicación la frontera aguas arriba, se realizó una evaluación de cómo mejorar la hidrodinámica en la zona con diversas estructuras, para generar un comportamiento con mejor distribución de flujos y de esfuerzo al corte. Tomando como ejemplo el estudio realizado por de Vriend (1983).

Condiciones de frontera

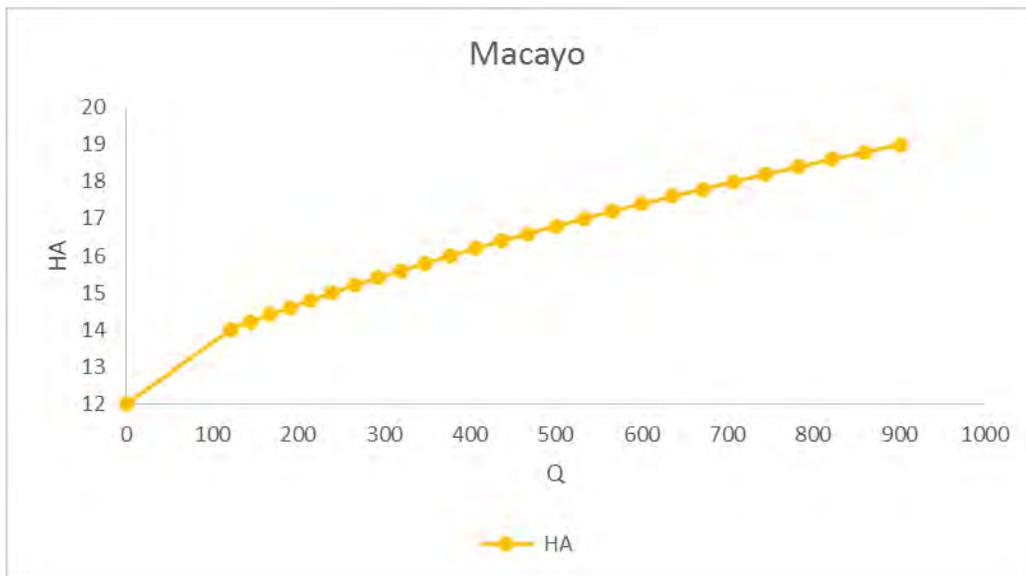
Aguas arriba se consideró un gasto de 800 m³/s, mayormente reportado sobre el Mezcalapa. Aguas abajo como condiciones de frontera, se consideró para el río Carrizal el funcionamiento de la estructura el Macayo con todas sus compuertas abiertas, esta ley de descarga se obtuvo con la siguiente ecuación dada en Millán (2014):

$$Q = 9.4177H^2 - 154.94H + 444.85$$

Donde:

H = cota del agua sobre la estructura

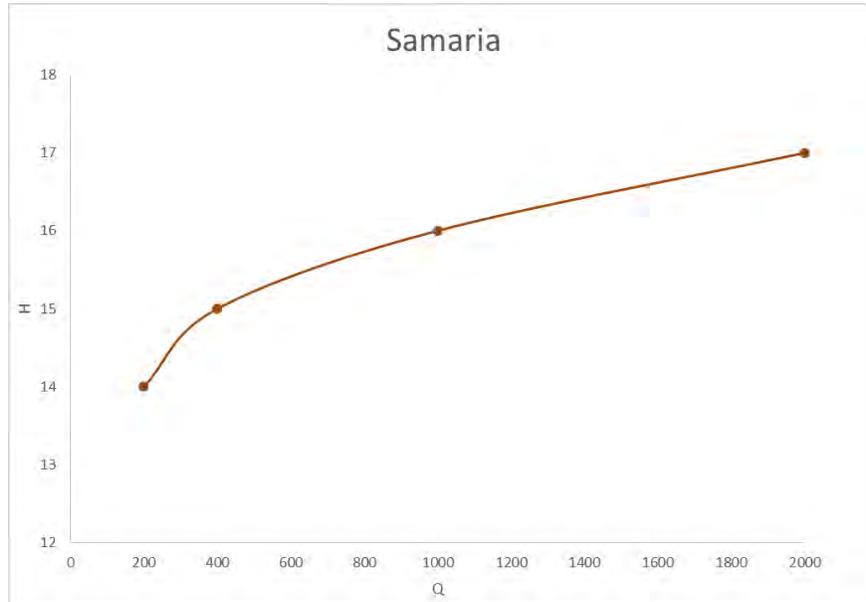
Q = Gasto que pasa a través de la estructura



Grafica 3.1 Ley de descarga para la estructura el Macayo

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Para la condición de frontera del río Samaria se utilizó la curva Elevación-Gasto localizada en el puente Samaria de la publicación de Berezowsky *et. al.* (2008):



Grafica 3.2 Curva Elevación-Gasto para el río Samaria

Análisis Bidimensional

Para este análisis bidimensional se utilizó el software TELEMAC-MASCARET 2D que es un software de libre uso, creado con la intención de describir el comportamiento del flujo en ríos, canales o costas. El código del programa está en Fortran y requiere de un preproceso (fabricación de modelos digitales de elevaciones y condiciones de frontera) y posproceso (visualización de resultados) con el software Blue-Kenue. TELEMAC fue elaborado por un conjunto de instituciones de investigación principalmente francesas (ELECTRICITE DE FRANCE, SOGREAH, CENTRE D'ETUDES TECHNIQUES MARITIMES ET FLUVIALES), como también alemanas (BUNDESANSTALT FUR WASSERBAU) e inglesas (HYDRAULIC RESEARCH WALLINGFORD, DARESBUY LABORATORY).

Este software resuelve las ecuaciones de Saint-Venant promediadas en la profundidad el cálculo se basa en la técnica de elementos finitos, Hervouet (2007). Como representación del terreno se generan mallas no estructuradas de elementos triangulares, lo cual permite detallar zonas de particular interés. El cálculo se realiza en cada nodo de la malla. Las ecuaciones que gobiernan el flujo dentro del software son:

Ecuación de Continuidad:

$$\frac{\partial(U)}{\partial x} + \frac{\partial(V)}{\partial y} = 0$$

Ecuación de momentum en X

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + v \frac{\partial U}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \Delta(U) + F_x$$

Ecuación de momentum en Y

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \Delta(V) + F_y$$

Donde U y V son los componentes de la velocidad a lo largo de los ejes x y y , ν es la viscosidad del agua, ρ es la densidad del agua. El primer término del lado derecho, en ambas ecuaciones, es el gradiente de presión; el segundo, es el esfuerzo cortante y el tercero es el esfuerzo normal. Las ecuaciones están dadas en coordenadas cartesianas.

Vista general del algoritmo Telemac-2D

La resolución del esquema de Telemac-2D resuelve las ecuaciones de Saint-Venant promediadas en la profundidad en dos etapas, con el método de pasos fraccionados.

- En el primer paso se obtiene la advección que corresponde a la solución preliminar de los componentes de las velocidades U y V por medio del método de las características.
- En el segundo paso, propagación y difusión. Esta etapa se resuelve mediante la técnica de elementos finitos; la discretización en el tiempo, permite la eliminación de términos no lineales de las ecuaciones.

En este trabajo se emplea flujo bidimensional en régimen subcrítico, con una frontera aguas arriba y dos aguas abajo (debido a que es una bifurcación), para las cuales se requirieron dos tipos de condiciones de frontera. La selección de la información a proporcionar en las fronteras no es trivial, Cunge *et al.* (1983) llaman condiciones de frontera fuertes y débiles (las que pueden dar lugar a inestabilidades en los cálculos). Por ello, la selección es semejante a la del flujo 1D: se da como información un hidrograma aguas arriba y una cota del agua aguas abajo. Debido a que en general no se dispone de la distribución de velocidades en las secciones de las fronteras, lo común es suponer que el flujo es normal a la frontera (lo que implica que no hay flujo transversal).

Análisis de sensibilidad (condiciones de frontera análisis 2D)

Las condiciones de frontera para un flujo en dos dimensiones promediadas en la profundidad (2DH) no es un tema resuelto aún satisfactoriamente, Benqué *et al* (1982) y Herboet (2007). En rigor, el cálculo de la hidrodinámica de un río debería considerar un dominio desde donde nace el río hasta su descarga al mar o a un cuerpo lagunar, o por lo menos a alguna sección de control en la que se tenga por ejemplo una curva elevaciones-gasto. Sí se define un dominio de cálculo más corto, se supone implícitamente que la localización de las fronteras no afectaría la hidrodinámica. Afortunadamente, la fricción en el fondo y la topografía, “regularizan” el flujo a cierta distancia de las fronteras, por lo que en muchas aplicaciones, la localización de éstas no es demasiado importante. Sin embargo, en el caso que aquí se estudia, en que la frontera usada previamente en los cálculos de Tellez (2015) estaba muy cerca de la curva del río, es probable que tenga efecto en la hidrodinámica de ésta.

Por ello se realizó un análisis de sensibilidad de la ubicación de la condición de frontera aguas arriba, para notar el efecto en el comportamiento del campo de velocidades en una zona específica dentro del dominio (en la bifurcación). También se evaluaron la densidad de malla.

Se contempla el modelo digital de elevaciones con un dominio de 20 km, figura 3.7. Respetando el esquema de la figura 3.8, se muestran algunas secciones representativas escogidas para comparar los campos de flujo. El análisis está comprendido por 5 modelos definidos por las características de la tabla 3.1, los cuales se compararon entre sí.

Tabla 3.1 Descripción de modelos

Modelo	Localización de la frontera	Tamaño de triángulos (m) Sobre el cauce	Elementos de malla	Descripción
1	F1	50	65,500	Long del modelo 20 km, malla en las fronteras de 10 m
2	F2	50	52,600	Long del modelo 15 km, malla en las fronteras de 10 m
3	F2	25	106,000	Long del modelo 15 km, malla en las fronteras de 10 m
4	F3	25	68,600	Long del modelo 10 km, malla en las fronteras de 10 m
5	F3	25	68,600	Distribución de velocidades en la frontera

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

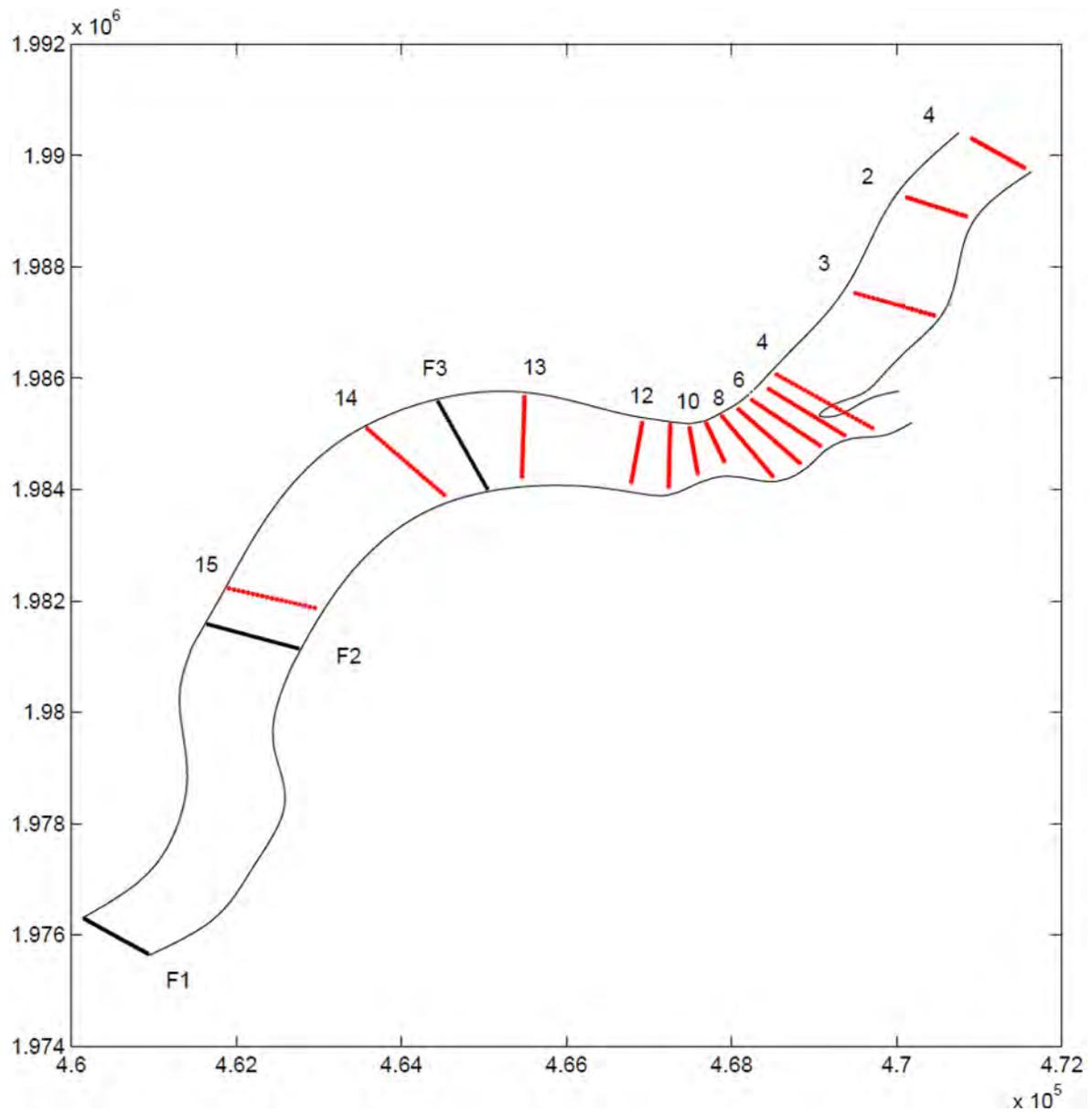


Figura 3.8 Descripción del esquema de análisis.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Primero se comparan los resultados de los modelos 1 y 2, figura 3.9. Al analizar con detalle los resultados, se encontró que dada la variabilidad topográfica, esto podría explicar parte de las diferencias encontradas en magnitud y dirección de los campos de flujo, por lo que se decidió refinar la malla.

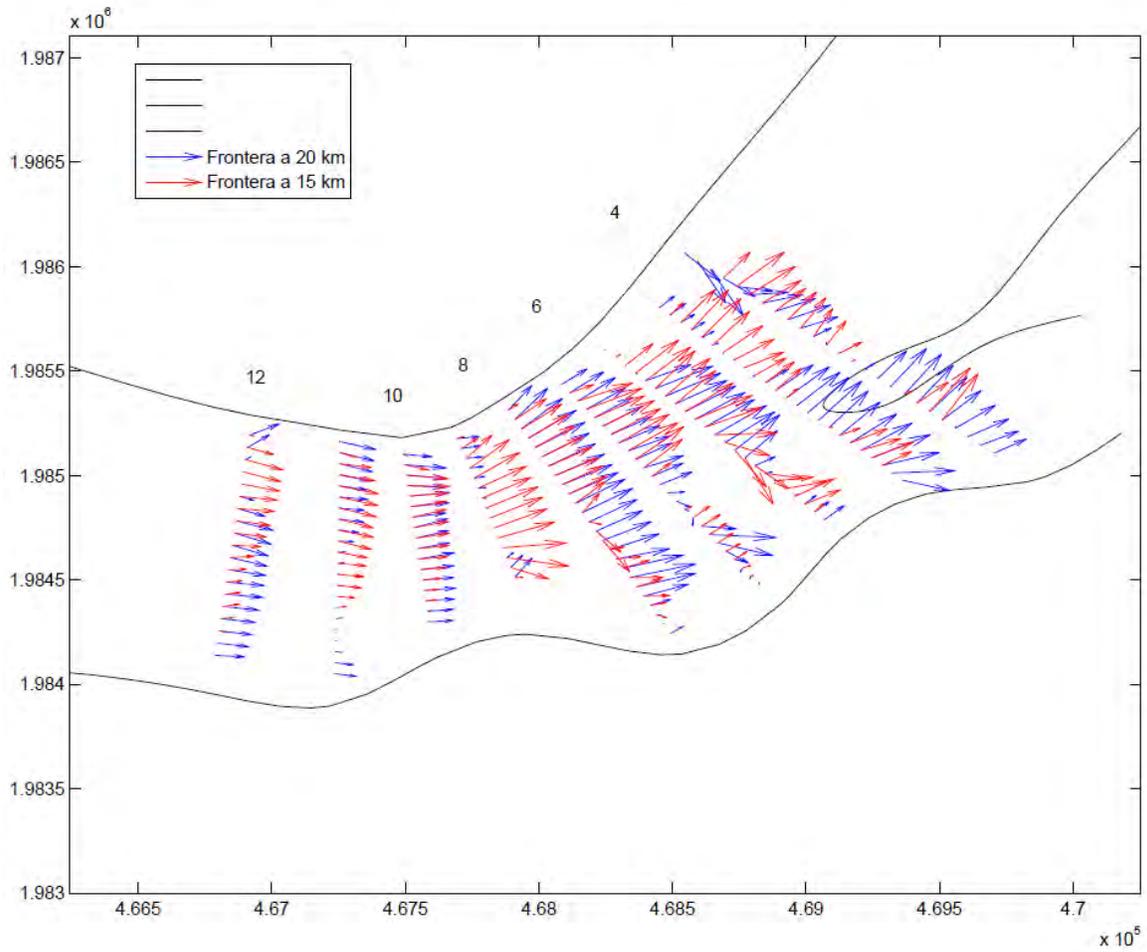


Figura 3.9 Comparación de modelos 1 y 2

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Cuando se comparan los modelos 2 y 3 (misma longitud de modelo, pero con malla más fina), se obtienen vectores de velocidad con la misma dirección, pero con diferente magnitud (como es de esperar, en general, las velocidades son menores con la malla más fina, pues tiene una sección transversal definida con mejor detalle), ver figura 3.10.

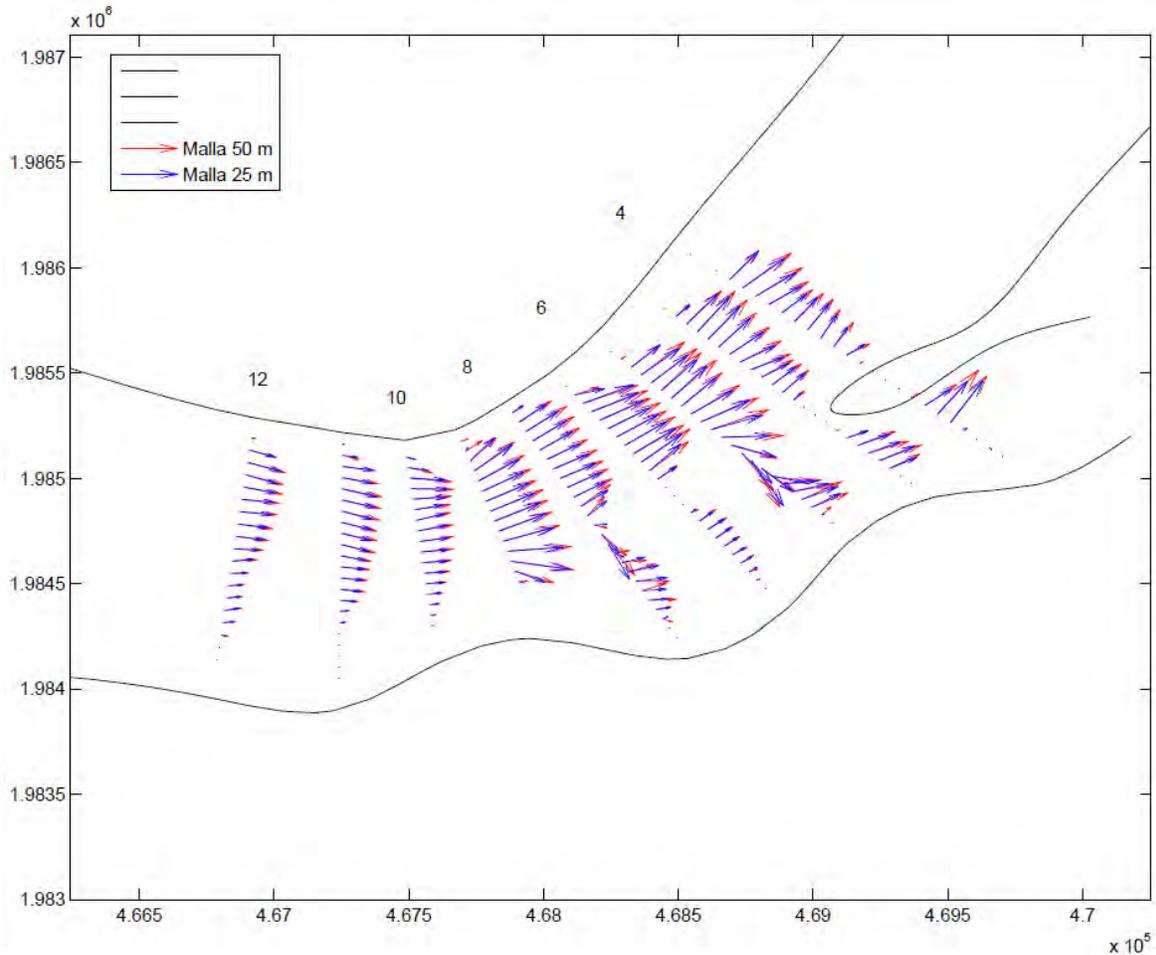


Figura 3.10 Comparación de los modelos 2 y 3

Al comparar los modelos 3 y 4 se obtiene también que las velocidades son diferentes en magnitud pero con la misma dirección, figura 3.11, por lo que, al recortar el modelo (del 3 al 4) se tiene una influencia en la hidrodinámica. Hasta aquí, se puede concluir que la condición de frontera de aguas arriba influye considerablemente aguas abajo de la misma.

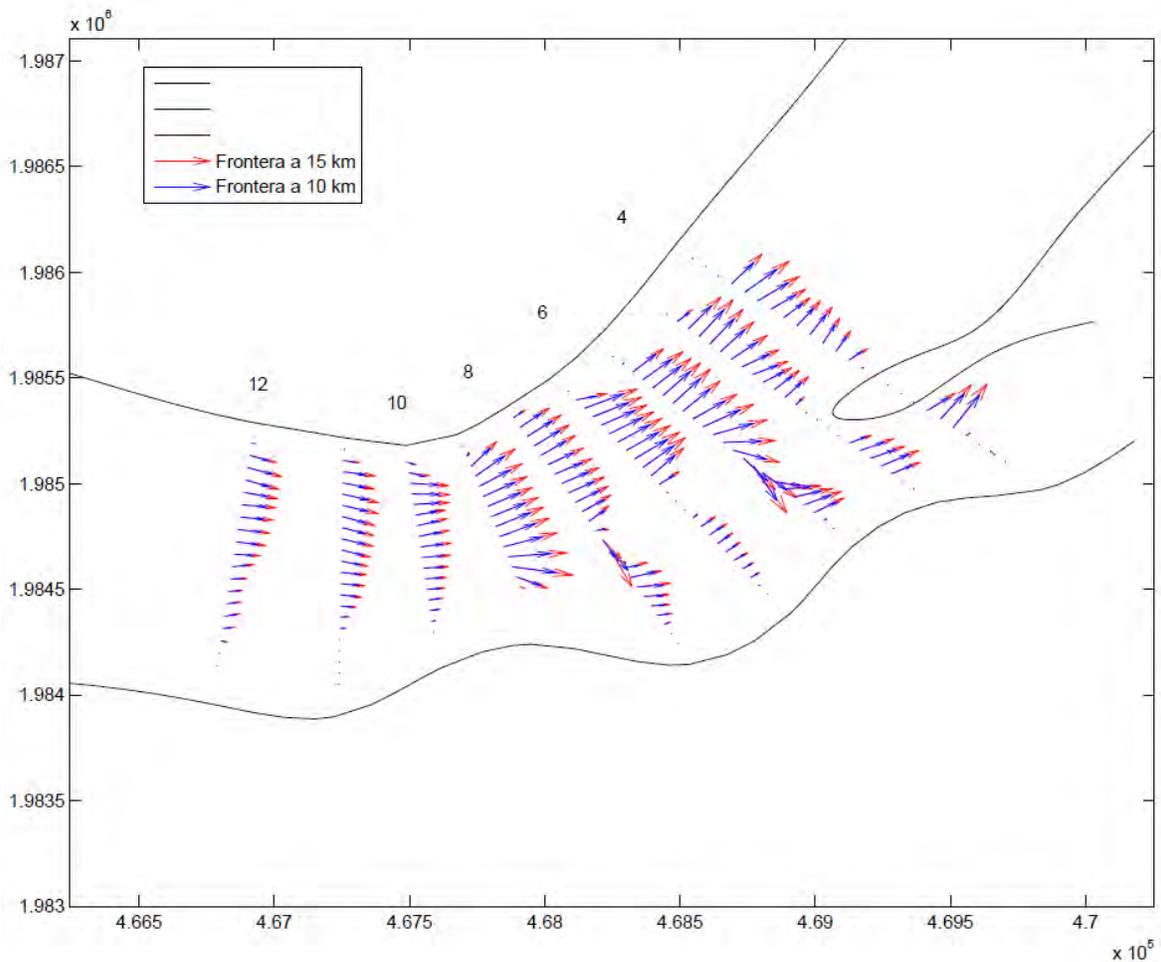


Figura 3.11 Comparación de los modelos 3 y 4

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

El cálculo del 5to modelo se hace considerando en la frontera la distribución de las velocidades (\bar{U}) sobre la línea de frontera F3 (obtenida con el modelo 3), y se compara con el modelo 4, ver figura 3.12. Con el modelo 5 resultan velocidades con misma dirección pero ligeramente mayores que las del modelo 4, por lo que aún es necesario trabajar para tener independencia de la localización de la frontera.

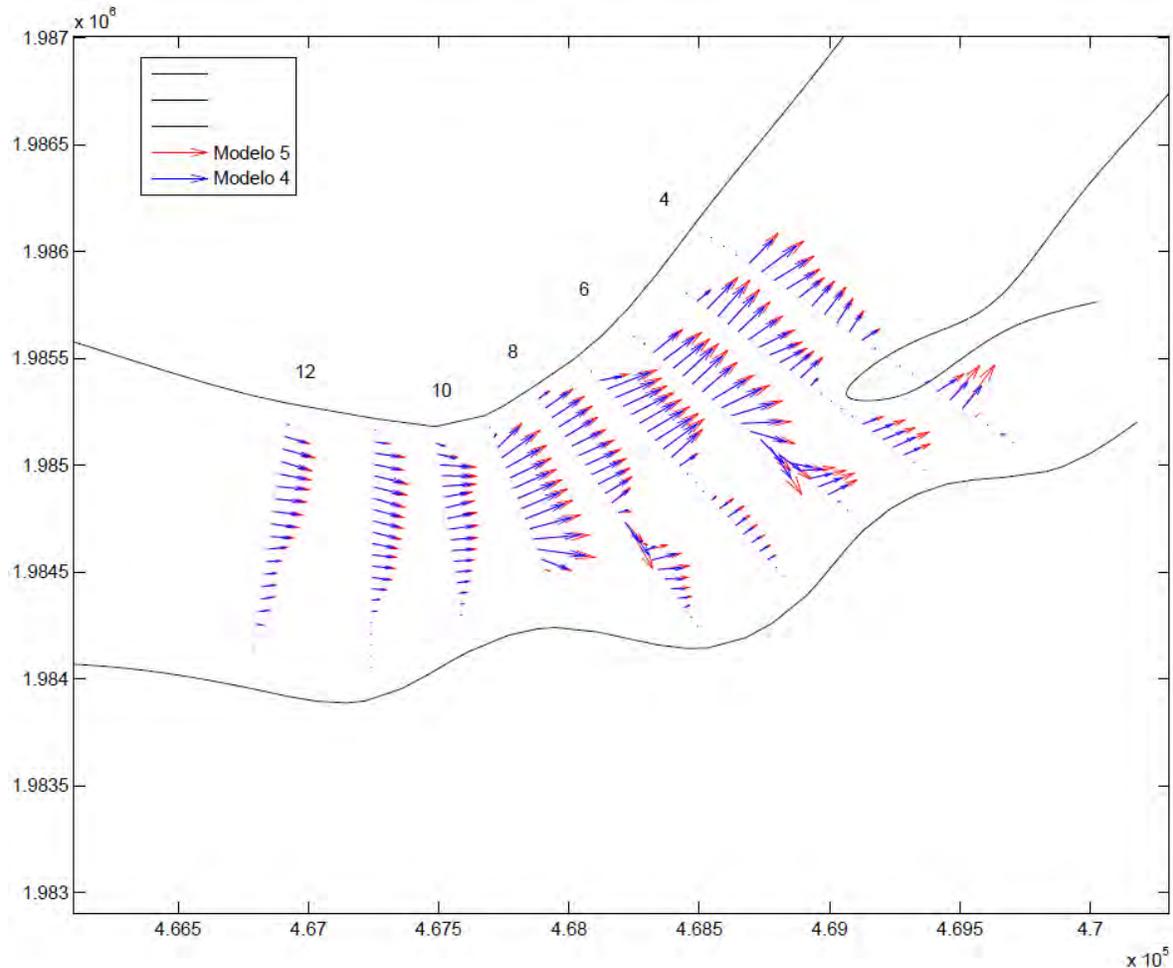


Figura 3.12 Comparación de los modelos 4 y 5

La bifurcación tiene dos condiciones de fuerte influencia en la distribución de velocidades sobre la bifurcación: en primer lugar, el tramo tiene una curva a la derecha y luego una a la izquierda; los cálculos realizados para este estudio permiten deducir que cuando el flujo llega a la segunda curva está influenciado por la primera de aguas arriba; el segundo factor no menos importante, es la batimetría en la zona: se tienen zonas con barras (bancos de arena) que producen regiones de alta concentración de flujo y otras de flujos prácticamente nulos. Esto complica el corte del modelo para fijar la condición de frontera de aguas arriba. En el

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

caso de las fronteras aguas abajo no es necesario realizar un análisis de sensibilidad, pues estas corresponden a una curva elevaciones-gastos. Para este análisis se optó por considerar en el modelo definitivo con la frontera “F3”, el que corresponde al dominio de 15 km debido a que es la frontera que produce menor diferencias entre los modelos.

Modelo bidimensional definitivo

Se construyó un modelo definitivo contemplando los resultados del análisis de sensibilidad. El cual se llevó a cabo con el esquema de la figura 3.13.

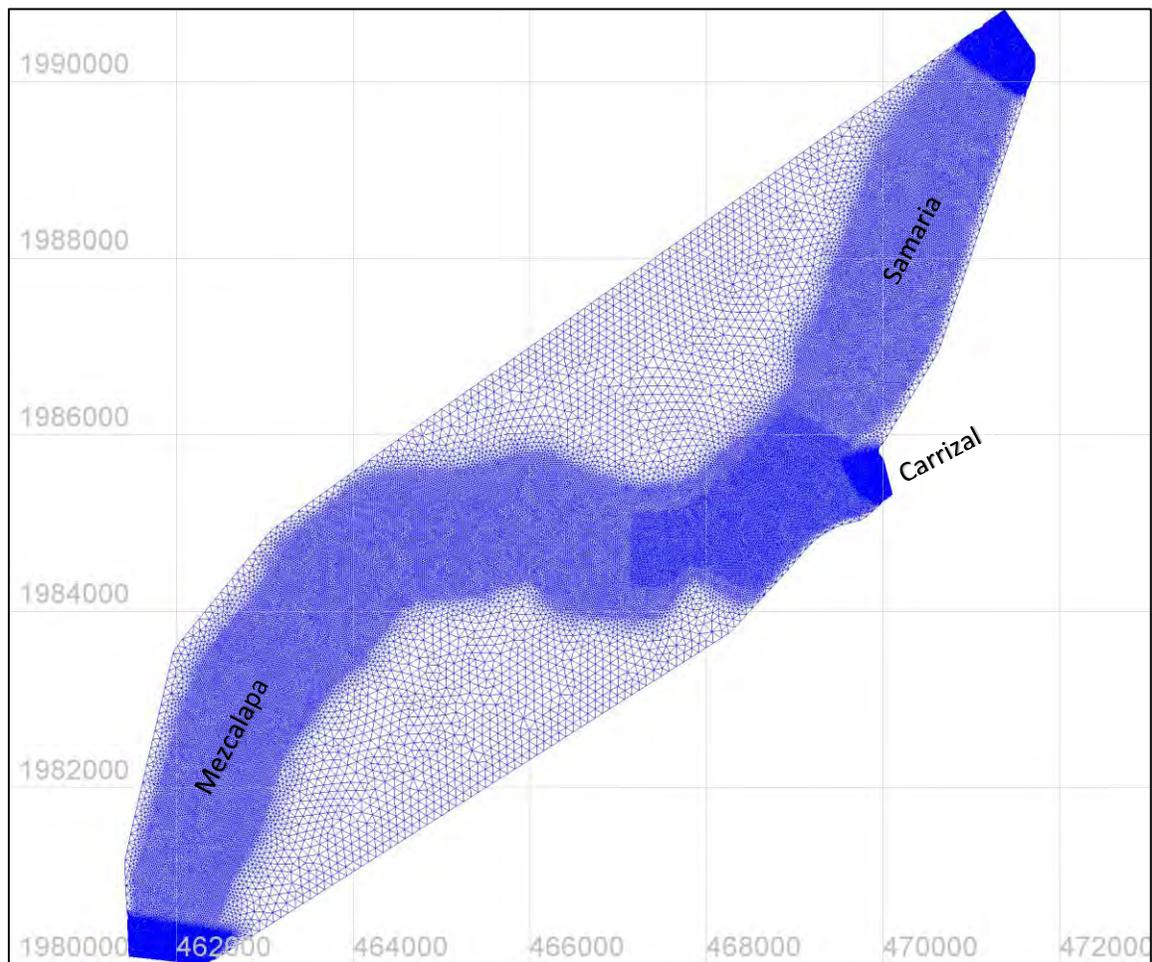


Figura 3.13 Malla del modelo definitivo

En este modelo se considera una malla de elementos de 18 m en la zona de la bifurcación, elementos de 25 m sobre el resto del cauce, de 10 m sobre las fronteras y para cubrir el resto del dominio, elementos de 90 m.

Para mitigar la suposición de flujo totalmente transversal en la frontera de aguas arriba se empleó la distribución del flujo en ésta, mediante el fraccionamiento de ella en muchas fronteras. Cada una de estas subfronteras con distintos valores del gasto, realizando una aproximación a los gastos distribuidos del modelo 1 en esta sección; cada subfrontera está separada por 3 elementos, debido a que el programa requiere que por lo menos existan dos nodos de separación entre cada frontera, como se aprecia en la figura 3.14.

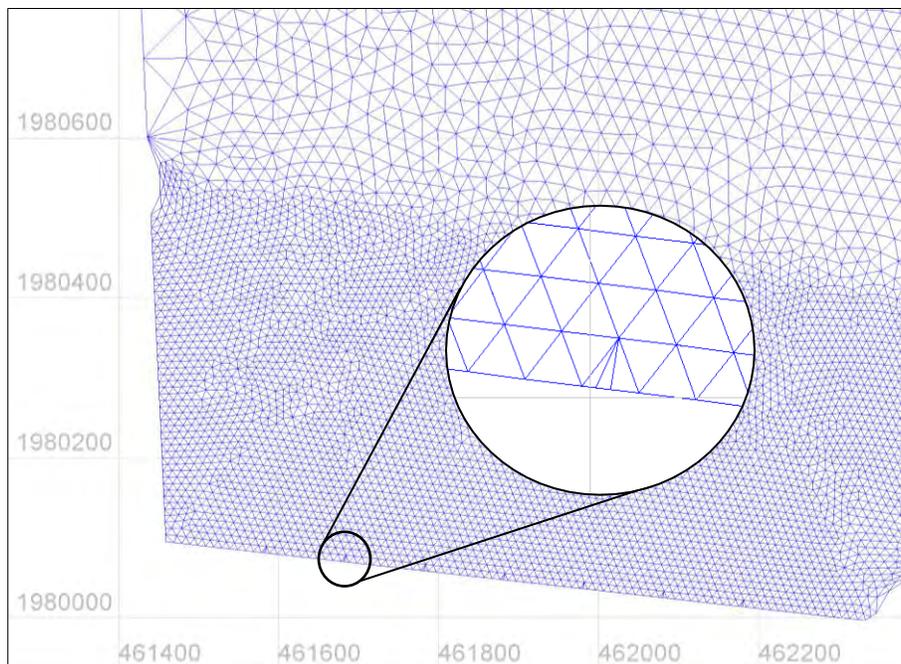


Figura 3.14 Fraccionamiento de la frontera aguas arriba

Debido a que el programa Telemac está restringido a utilizar como máximo 10 fronteras de ingreso de flujo, se distribuyen los gastos sobre las fronteras fraccionadas aguas arriba, los datos se extrajeron del modelo 1 del análisis de sensibilidad. De no haber realizado este fraccionamiento, el campo de velocidad es muy poco realista en la entrada debido a que existe una zona de islas sobre la frontera, la cual distorsiona las líneas de corriente.

En la figura 3.15 se observa que el campo de velocidades tiene magnitudes muy diversas en distintos puntos sobre el ancho del río. Sobre la zona del Mezcalapa se tiene poca velocidad sobre los bancos de arena en medio del canal, esto produciendo velocidades mayores sobre el resto de su ancho. A la entrada del río Carrizal se encuentran velocidades altamente erosivas, lo cual producirá sedimentos en exceso para este brazo de la bifurcación. El Samaria

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

se un río de tipo trenzado, con velocidades muy bajas y con tendencias a depósito de sedimento. En la zona de la bifurcación, hay velocidades altas en la margen izquierda, lo cual puede explicar la tasa de migración de esta.

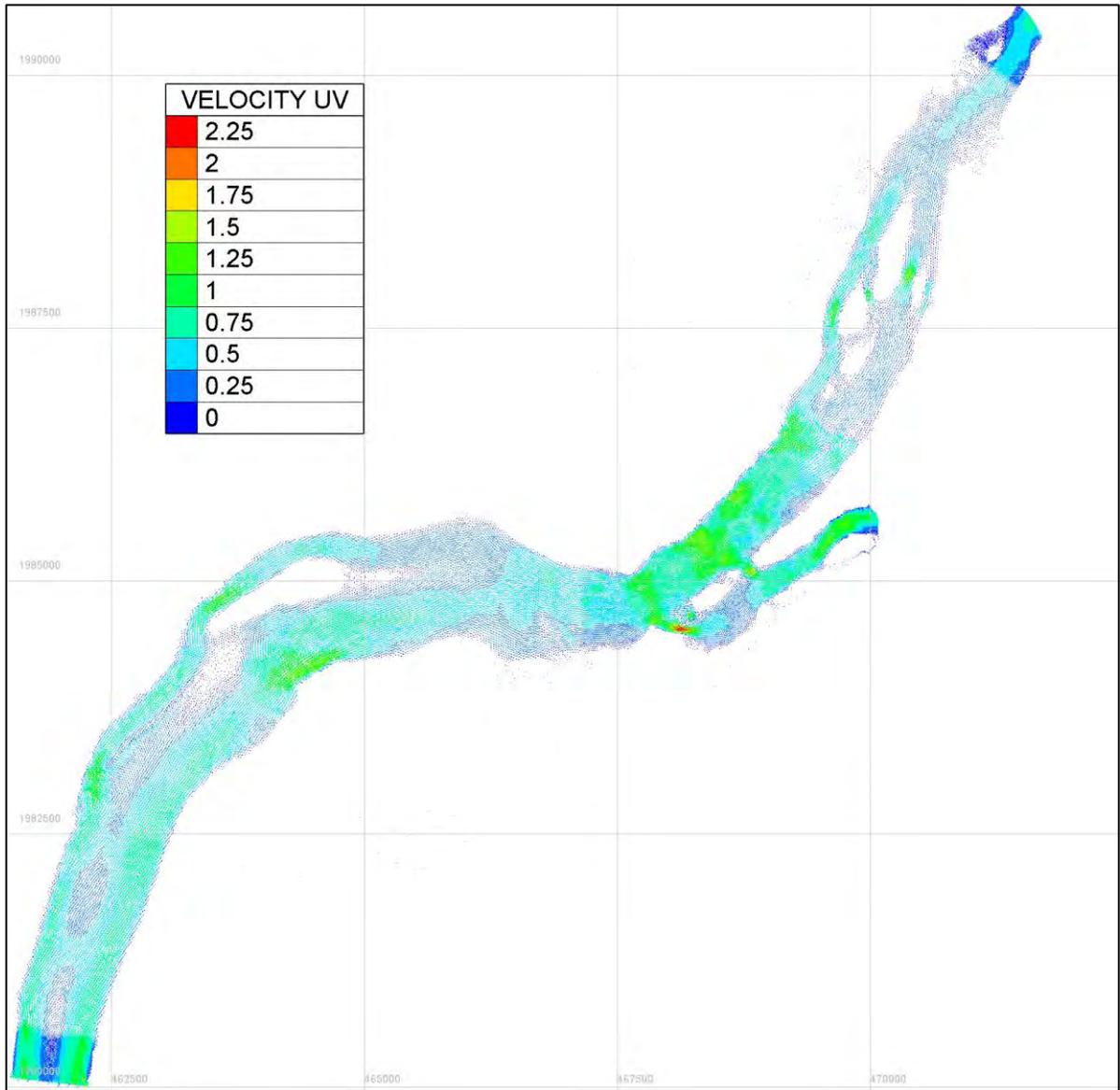


Figura 3.15 Fraccionamiento de la frontera aguas arriba

En la figura 3.16 se observa la distribución de gastos unitarios; sobre el río Mezcalapa se notan dos canales muy definidos, con casi nula conexión, lo cual deja toda una zona muerta en el medio del canal; esto provoca que los canales trabajen independientemente y con velocidades altas. En la zona del Carrizal se observan dos canales de acceso angostos. Sobre el Samaria los gastos son mayores del lado de la margen izquierda.

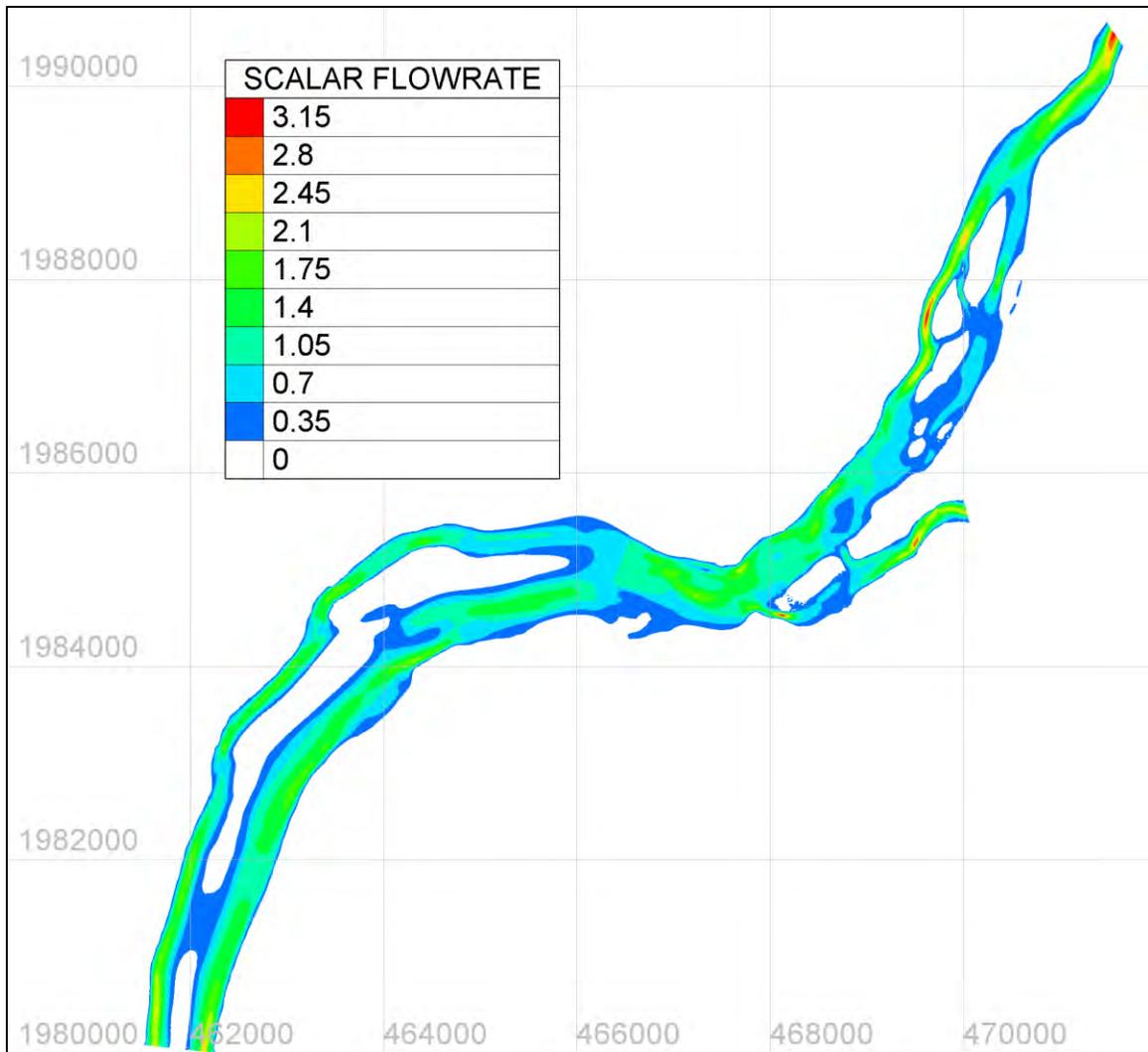


Figura 3.16 Representación gráfica de los gastos unitarios

Considerando los cálculos basados en el caso de de Vriend, donde los esfuerzos máximos están concentrados en medio del canal, caso contrario al que aquí estudiamos, en la figura 3.17 se muestran las velocidades al cortante, U^* , relacionadas con los esfuerzos de fricción. En el Mezcalapa los esfuerzos máximos se encuentran localizados sobre dos canales; en el Carrizal tenemos un punto de alta intensidad a la entrada de uno de los canales de acceso, y sobre el Samaria son casi nulos fuera de la zona de la bifurcación. Sabiendo que el inicio de movimiento de las partículas de arena es de 0.052 m/s, y considerando que éste es un parámetro que sólo proporciona un umbral, se puede deducir que hay poca probabilidad de arrastre de sedimento en las zonas cercanas al valor de 0.052 m/s, dado que éstas cubren el 85% del dominio.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

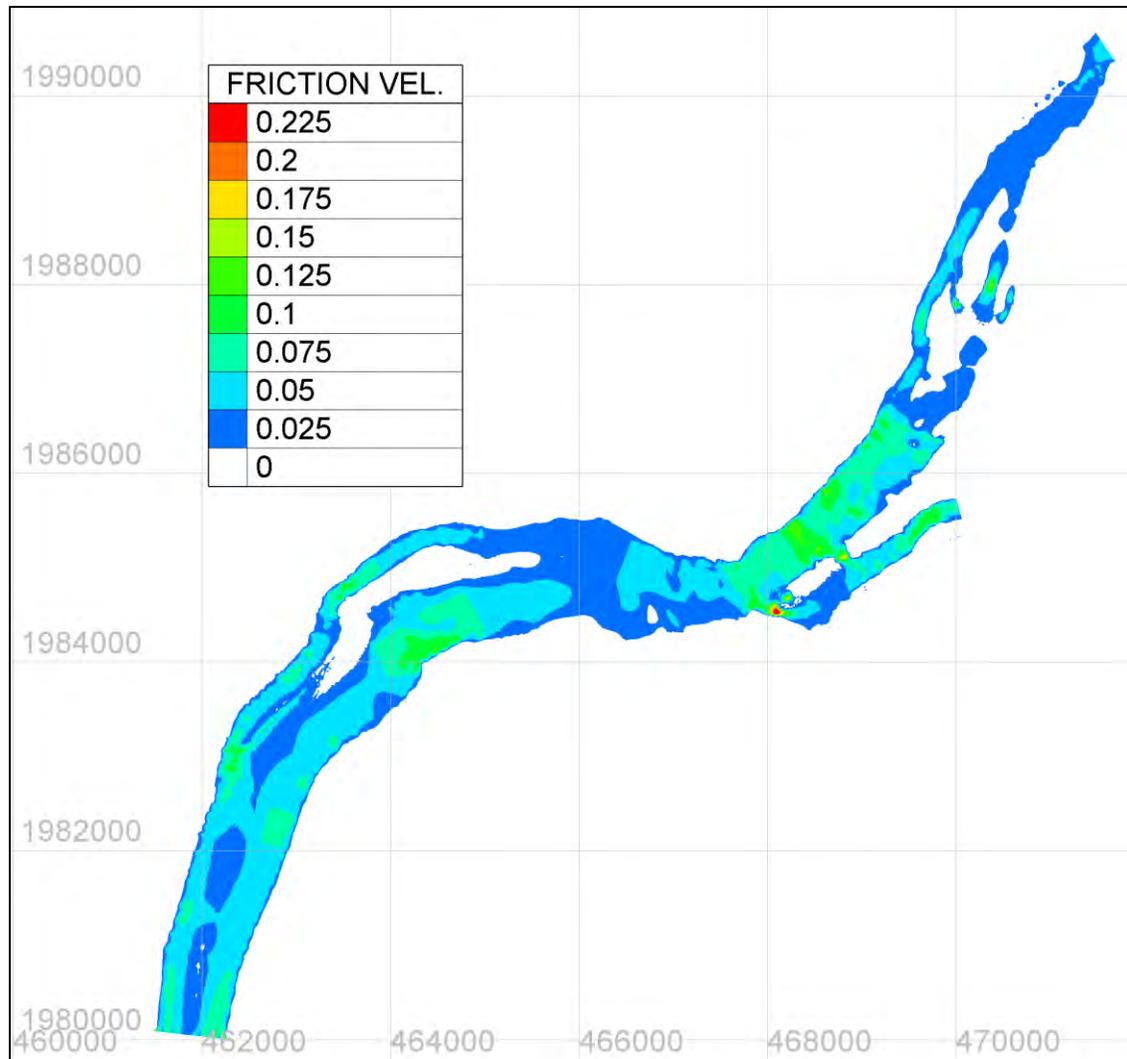


Figura 3.17 Representación gráfica de las velocidades al cortante

Capítulo 4

Propuestas para mejorar la hidrodinámica

En este capítulo se presenta las propuestas para mitigar los efectos detectados con respecto al modelo de hidrodinámica actual. Sobre la bifurcación se necesita alejar de la margen izquierda las altas velocidades existentes, o en su defecto reducirlas. Sobre el Mezcalapa se necesita redistribuir las velocidades, haciendo que sobre los bancos de arena exista más arrastre de sedimento y en un futuro funcione como un solo canal. Sobre el Carrizal, mitigar las altas velocidades a la entrada y evitar que el acceso a éste sea mediante dos canales. Sobre el Samaria, debido a que se tiene un río de tipo trenzado, mejorar el flujo recargado sobre un solo canal. Se auxiliara de estructuras de protección marginal como espigones, diques o diversas.

Propuesta de protección marginal con estructuras

Los procedimientos más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo las exteriores de las curvas son: los espigones y diques marginales. El propósito principal de estas estructuras consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que forma la orilla, además permiten guiar o conducir el flujo en una dirección deseada y conveniente.

Los espigones son estructuras que se interponen al flujo del río, con uno de sus extremos unido a la margen. El propósito de estas estructuras consiste en alejar de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y esta se erosione, ver figura 4.1 (a). Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o bien, estar empotrados una cierta longitud dentro de la margen. No tienen dificultad al construir; aunque una parte se fracture o se pierda es sencillo reparar y la demás estructura continua trabajando. Los espigones pueden ser contruidos con diversos materiales: madera, concreto, elementos prefabricados de mortero, enroca miento, gaviones, etc. En la zona de Tabasco es comúnmente usado para formar los espigones costales rellenos de mortero o concreto.

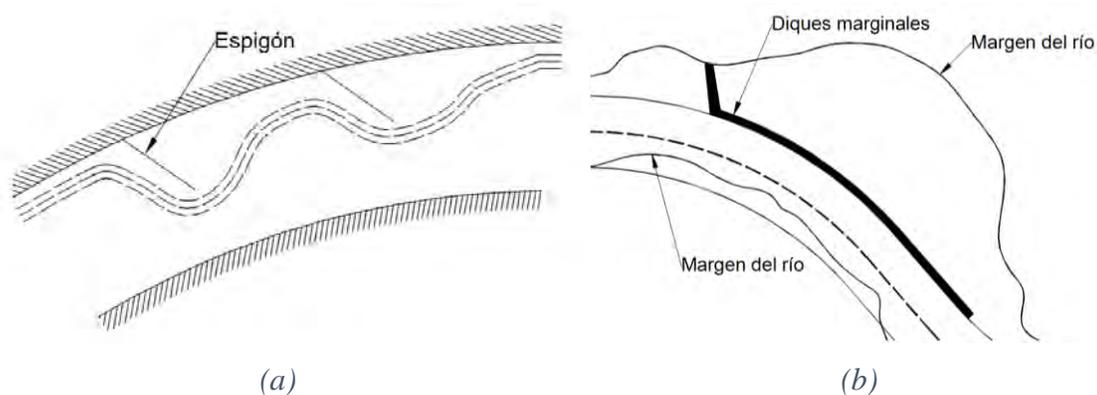


Figura 4.1 Espigón y dique marginal.

Los diques marginales son estructuras que en ocasiones son de gran longitud, colocadas dentro del cauce y que se utilizan cuando se quiere formar una nueva orilla que permita encauzar al flujo de manera deseada o cuando se requiere reducir el ancho del río, figura 4.1 (b). Al igual que los espigones pueden iniciarse y estar unidos a la margen mientras que toda la obra está dentro del cauce. La principal diferencia entre estos consiste en que los espigones modifican las líneas de flujo mientras que los diques se colocan y diseñan para lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras. Los diques marginales se pueden formar con paredes verticales utilizando tablestacas o construyendo muros. Para los diseños de las propuestas para mejorar la hidrodinámica se utilizó de referencia a Maza (1998); manual No. 14 del Instituto de Ingeniería “Estabilidad y rectificación de ríos”.

Diseño de ejes y líneas extremas del cauce

Para el diseño de estas estructuras se requiere de un eje de río, tal como se desea que se comporte, o bien un eje que defina las protecciones de las márgenes. Si las curvas trazadas en este eje son formadas por varios radios de curvatura, dichos tamaños tienen que ser decrecientes hacia aguas abajo. Si no se cumple con esta recomendación el flujo podrá separarse de la margen exterior, dando lugar a la formación de bancos de arena cercanos o a la margen exterior.

Posteriormente, se trazan dos líneas paralelas al eje y separadas entre sí una distancia igual al ancho que tendrá el río. Dichas líneas se denominarán aquí líneas extremas del cauce y todos los espigones partirán de las márgenes y llegarán hasta la línea más cercana de estas dos, por lo que la longitud final de cada espigón es función de la separación que existe entre cada una de esas líneas y su margen correspondiente.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

La separación entre las dos líneas extremas del cauce podrá ser igual al ancho estable del río. Se entenderá por ancho estable de río cuando el tramo seleccionado parezca sólido en el tiempo y las márgenes sean sensibles a este a lo largo de la mayoría del río. Si en el tramo en estudio no se tiene la condición señalada, el ancho estable se puede conocer observando fotografías aéreas de los tramos aguas arriba y abajo. Estas recomendaciones se muestran en la figura 4.2.

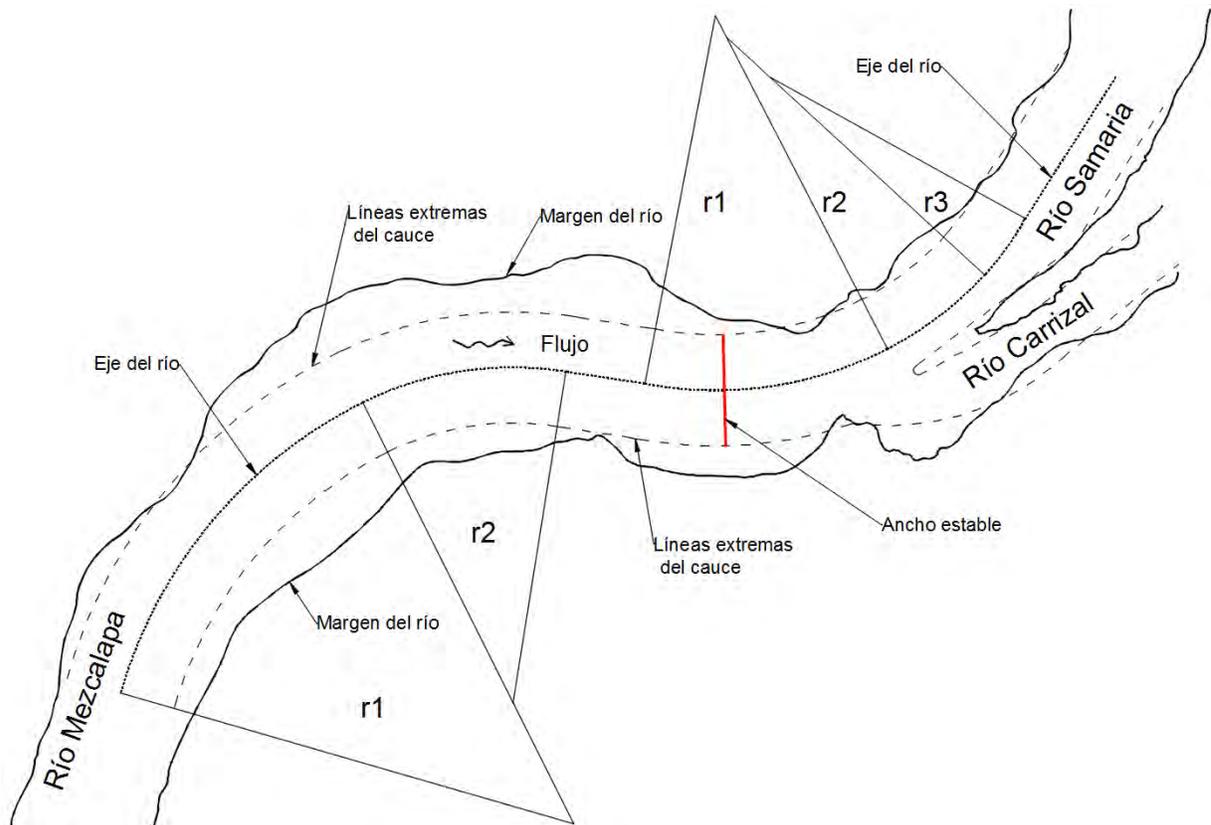


Figura 4.2 Esquema: eje de río, líneas extremas de defensa y radios de curvatura.

Las estructuras diseñadas deben ir de las márgenes a las líneas extremas del cauce, lo que influye en la longitud de éstas; además, dicha longitud influye en la separación entre espigones y diques, y ocasiones, en su orientación. Por tal motivo, en un proyecto dado, deben evaluarse diferentes alternativas, tanto de ubicación de las líneas extremas del cauce como de la colocación y distribución de los espigones.

Espigones

La longitud total de un espigón es la suma de su longitud de trabajo y su empotramiento, ver figura 4.3. La longitud de trabajo depende de la distancia de la margen a las líneas extremas del cauce.

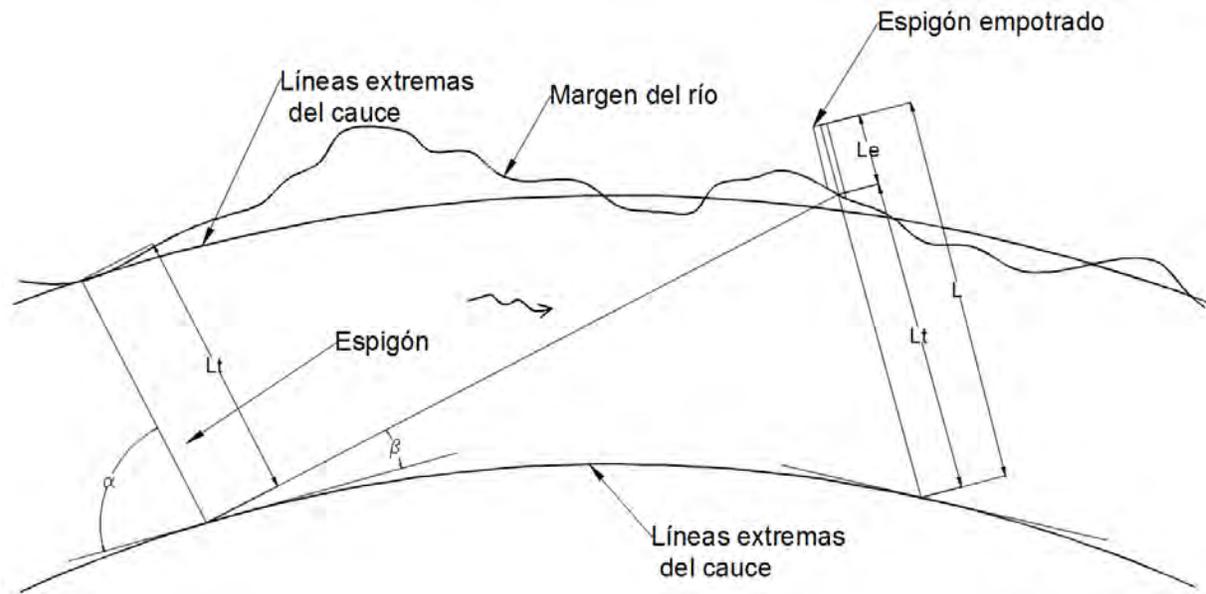


Figura 4.3 Esquema de longitud de espigones.

En este trabajo emplearemos espigones rectos y la distancia entre estos depende de la medida a lo largo de la margen entre los puntos de arranque de cada espigón y de la punta del de aguas arriba así como su orientación. Primero se traza una tangente a la curva en la línea extrema del cauce y se propone utilizar un ángulo β entre $9^\circ \leq \beta \leq 14^\circ$, esta línea tangente se rota tantos grados como el ángulo β se determine usar. El ángulo de 9° es un valor economizador, debido a que provoca mayor separación entre espigones y 14° es un valor conservador, debido a que provoca menor longitud de separación; y por ende mayor protección de la margen. Para los espigones se recomienda orientarlos hacia aguas abajo, o perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está dada por el ángulo α , que es el que forma el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema del cauce, mientras mayor sea este ángulo, la fuerza que opondrá el espigón al flujo será mayor, ver figura 4.3.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río, los primeros espigones de aguas arriba se diseñan en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema del cauce se prolonga hacia aguas arriba, hasta unirla con la margen. La línea de la margen y la extrema del cauce forman un ángulo que varía entre 8° y 10° . Respetando las recomendaciones ya explicadas se obtiene la localización, longitud y separación de los espigones en este tramo, ver figura 4.4.

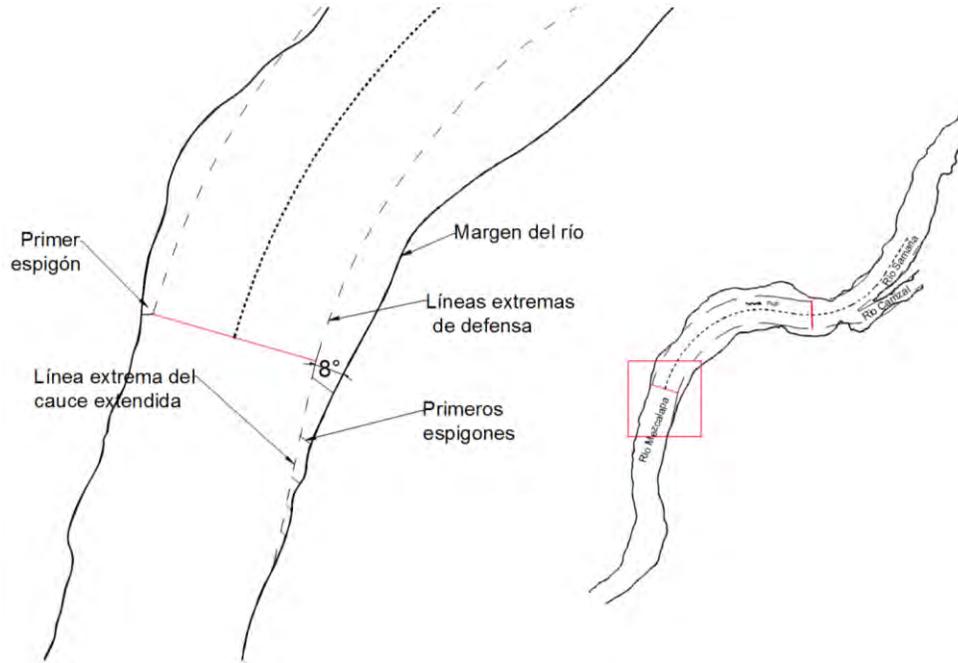


Figura 4.4 Primeros espigones sobre el río Mezcalapa.

Diques marginales

Los diques marginales son estructuras construidas dentro de los cauces, que tienen por objeto dirigir convenientemente el flujo de un río para proteger sus márgenes o rectificar su cauce. Cuando la obra está terminada, la corriente fluye paralela a estas estructuras. Los diques marginales se utilizan principalmente en aquellas zonas donde existen islas, cuando las márgenes son irregulares, o cuando se requiere formar una nueva orilla separada de la actual. Primero estos trabajan de la misma manera que los espigones, posteriormente se colocan paralelos al eje del río y la corriente fluye paralela a ellos. Los diques se construyen generalmente con enrocamiento, grava con recubrimiento de roca o gaviones y con pilotes metálicos o de concreto, ver figura 4.5.

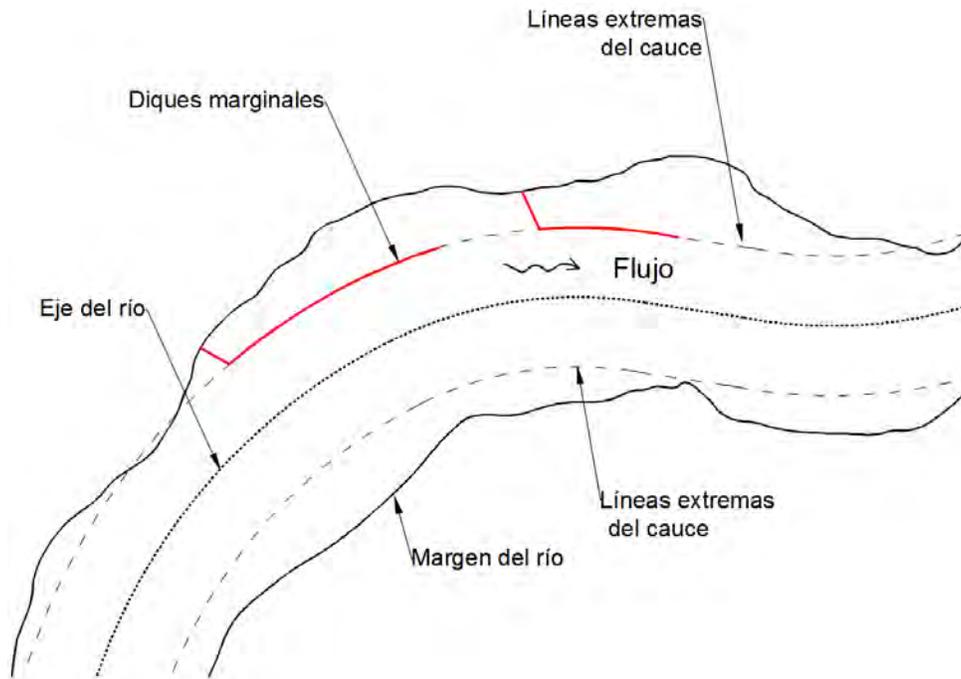


Figura 4.5 Diques marginales sobre el río Mezcalapa.

Diseño de estructuras

Se evaluaron distintos escenarios de diseño; a continuación se describe el mejor evaluado. Para este modelo se consideró un ancho estable de 820 m, esto se consideró a manera de reducir la longitud de las protecciones y mantener las líneas extremas del cauce cercanas a los márgenes del río, enfocando las protecciones marginales a los márgenes externos de las curvas, ver figura 4.6. En todo el dominio los espigones se definen con ángulos β de 9° . Los primeros defienden una línea extrema del cauce que forma un ángulo de 8° con la margen, ver figura 4.4 para notar detalle. Al inicio en la parte externa de la primera curva, 1400 m se protegen con espigones. Sobre esa misma margen se continúa con 3300 m de protección con diques marginales siguiendo las líneas extremas de defensa; cabe mencionar que el primer dique cierra un canal formado por una isla; el dique se extendió sobre esta debido a que con la reducción del ancho del río los niveles aumentarían y podrían rebasar la propia isla. El segundo continúa la protección teniendo en cuenta que no se conectaron entre sí para inducir depósito de sedimento por flujo entrante. Los espigones siguientes de los diques se colocaron contemplando los conceptos de separación de espigones, dado que la línea de separación tocaba la margen antes de unirse a las líneas de defensa.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

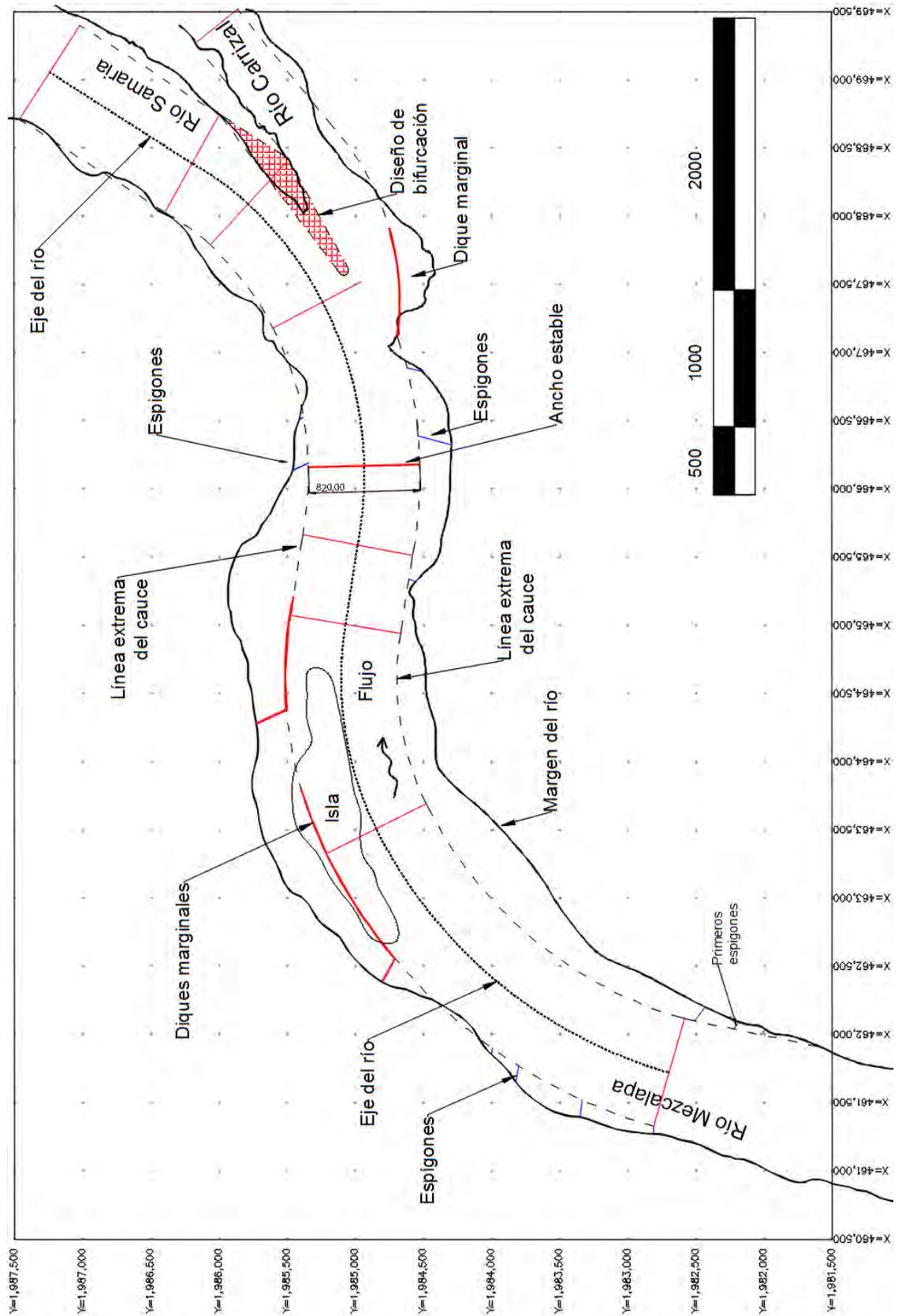


Figura 4.6 Propuesta definitiva de estructuras.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Al inicio de la segunda curva sobre la margen derecha se colocaron espigones cubriendo 1700 m de margen, con intención de inducir un comportamiento hidrodinámico uniforme a la entrada de esta curva, ver figura 4.6.

Sobre la margen derecha a la entrada del río Carrizal se colocó un dique para inducir un flujo uniforme a la entrada, dejando espacio para flujo de sedimento y recuperación de la margen. Para mitigar la entrada por dos canales se realizó un diseño de la bifurcación considerando una estructura sólida revestida para realizar la distribución de los gastos y no ser erosionada.

Mecánica de modelación en Telemac 2D

Para la consideración de las estructuras dentro de modelo matemático se realizaron modificaciones al modelo digital de elevaciones, elevando las cotas del terreno a un nivel apreciable de la superficie del agua, esto para que representaran la obstrucción al flujo esperado. Los resultados se presentarán en el apartado de comparaciones más adelante en este capítulo.

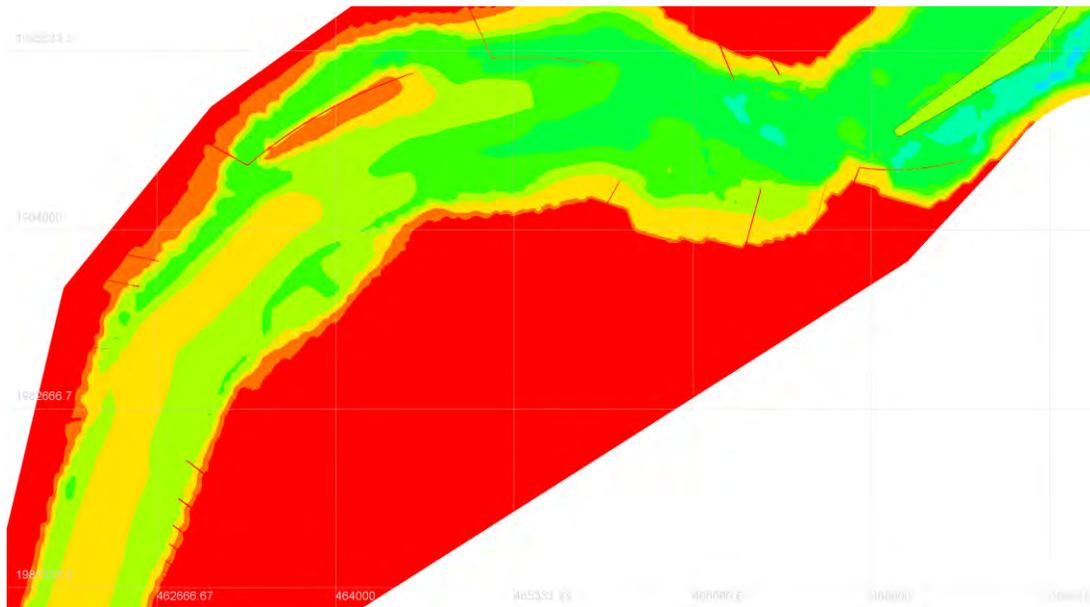


Figura 4.6 Esquema de las estructuras contempladas dentro de la simulación.

Propuesta de protección marginal con estructuras permeables

Las estructuras permeables permiten el paso libre del agua reduciendo su velocidad para que pierda su capacidad erosiva al no poder arrastrar el material del fondo y de la margen. Se diseñan con objeto de detener la vegetación y basura que arrastra la corriente, con lo que su acción protectora se incrementa con el tiempo. Como ejemplo de estas protecciones son los jacks, ver figura 4.7, así como también pueden ser troncos o pilotes que dejan huecos entre sus elementos. Con estas estructuras el flujo está en contacto con la margen.

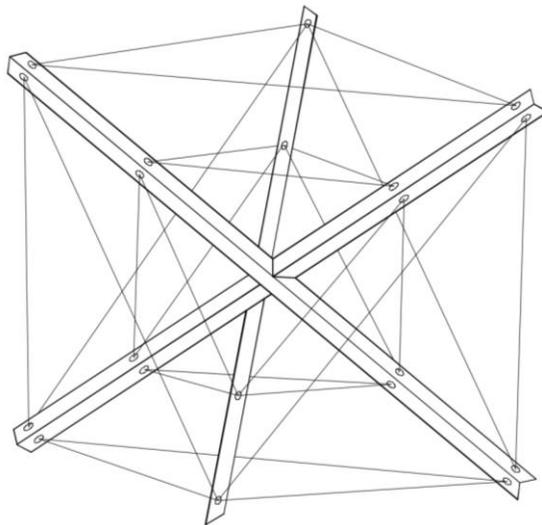


Figura 4.6 Esquema de las estructuras Jacks.

Por ejemplo los jacks, que son armazones de tres brazos metálicos de igual longitud entrelazados, son fijados mediante alambre; gracias a su forma con el tiempo su capacidad para detener los cuerpos flotantes que transporta la corriente aumenta, por ende, aumenta su resistencia al flujo. La longitud total de cada brazo de los jacks varía entre 1 y 2 m. Para no ser arrastrados o movidos de su lugar, se unen con cables entre sí y el de aguas arriba se liga a un muerto de concreto o pilote colocado en la margen. Al igual que los pilotes, se colocan tangentes a la línea extrema de defensa. En el espacio que queda entre los jacks y la margen, en ocasiones, se colocan ramas y troncos de árboles. Estos elementos son útiles en corrientes que arrastran gran cantidad de basura, ramas y arbustos, que quedan detenidos entre los jacks. Sobre el Mezcalapa la colocación de las estructuras no respeta las líneas extremas del cauce, en cambio, se pretende encaminar el flujo a que cerca de los bancos de arena se acelere, para que éstos se desgasten por efecto erosivo. A la entrada del río Samaria se protege contra la alta tasa de migración sobre la margen izquierda.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Dado que aguas abajo tenemos un río de tipo trezado se pretende lo mismo que en el Mezcalapa forzar que el flujo se acelere cerca de los bancos de arena para ser rectificadas de manera erosiva, ver figura 4.7.

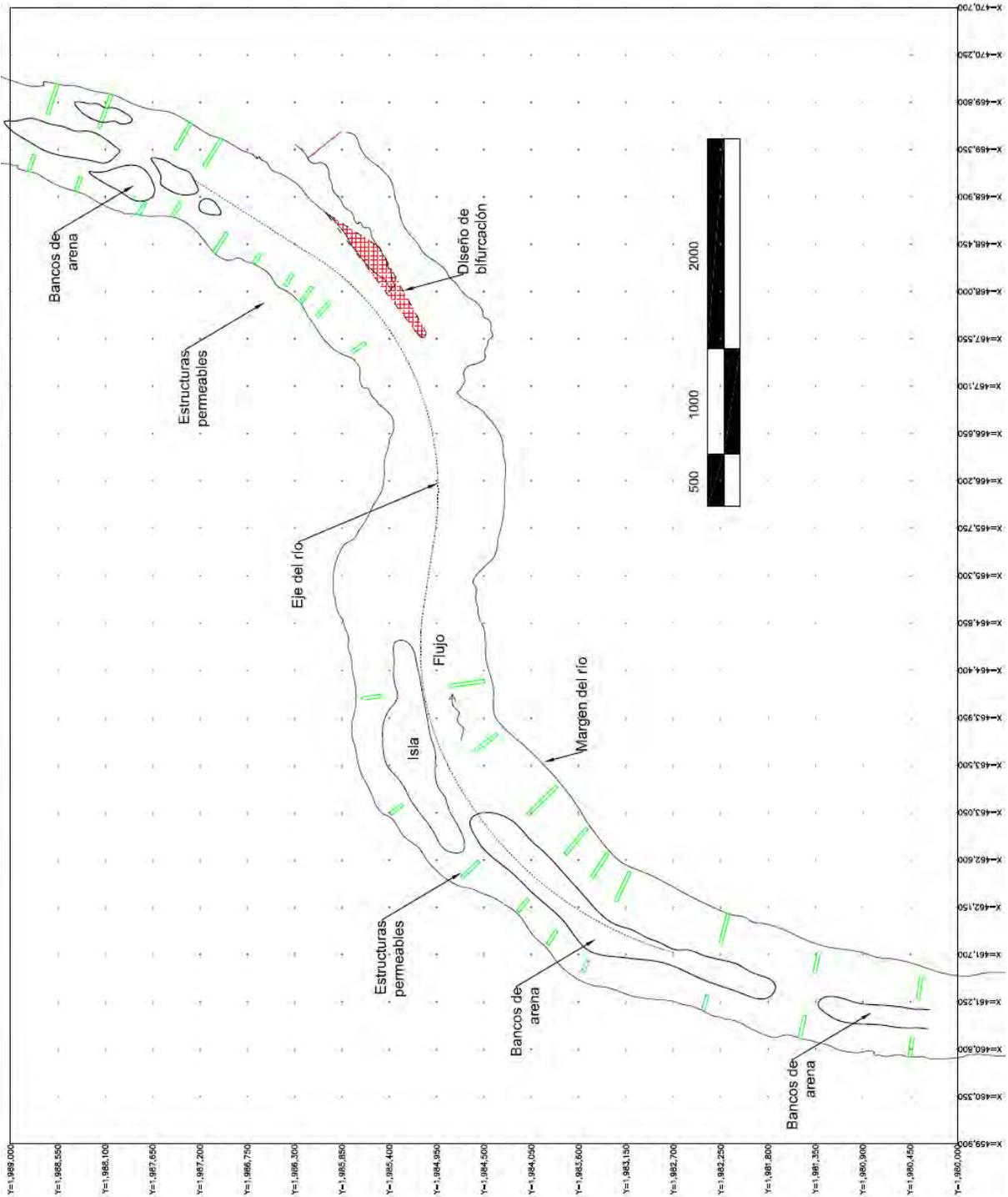


Figura 4.7 Propuesta de estructuras permeables.

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Para realizar la simulación de estas estructuras dentro del software Telemac se utilizó la herramienta de roughness. La cual asigna específicamente valores de rugosidad de Manning a cada nodo de la malla de cálculo, mediante una extensión de códigos en los archivos ejecutables del programa. Para esto se fabrica una malla auxiliar dentro de los datos de geometría llamada "BOTTOM FRICTION", la cual contiene los valores específicos de rugosidad asignados a cada nodo de la malla, ver figura 4.8.

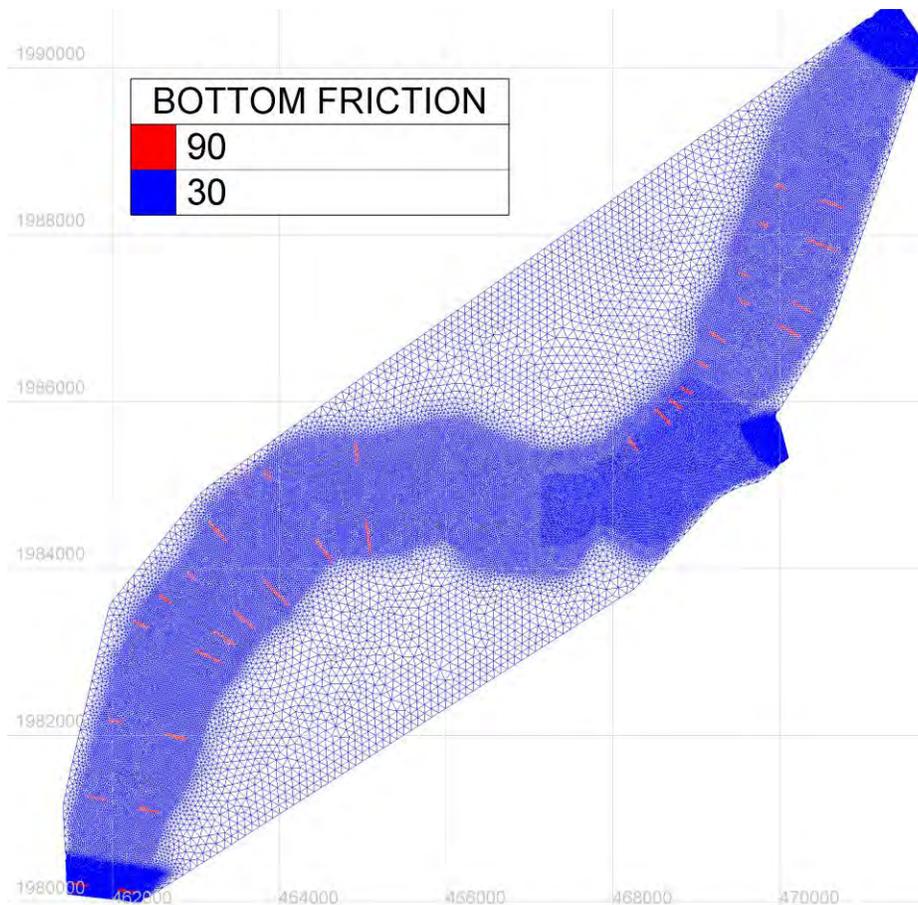


Figura 4.8 Estructuras permeables dentro del modelo de cálculo.

Los valores de 30 y 90 son identificadores, dentro del código del archivo ejecutable roughness que determinan a que rugosidad a la que están asociados. Se consideró para el identificador de 90 un valor de Manning de 0.1; que representa una rugosidad mayor que la de un cauce natural, así la velocidad sobre estos nodos de cálculo será menor, asemejando el comportamiento de estructuras permeables (permitiendo el paso del agua pero con menor velocidad) y para el identificador de 30 un valor de Manning de 0.03 que es el valor para este cauce.

Comparación de las distintas propuestas

Distribución de velocidades

Nótese que entre el modelo natural y el modelo de diques y espigones, el comportamiento del flujo es diferente. Específicamente a la mitad de la primera curva se convierte en un solo canal, esto produciría más sedimento en la zona, al igual que depósito detrás de los diques. Los espigones obligan al flujo a alejarse de las márgenes.

El diseño de la bifurcación redistribuye los gastos, se tiene velocidades altas, por lo que se recomienda un recubrimiento del fondo en esta zona y la protección de la misma. También se continua teniendo más gasto por el Samaria. Nótese que a pesar de haber velocidades altas en ambos modelos a la entrada del río Carrizal, el dique diseñado ayuda a mejorar el campo de velocidades, a diferencia del natural que es muy accidentado. De igual manera cerca de la margen izquierda de la bifurcación se logró la reducción de las velocidades, ver figuras 4.9 (a) y (b).

Entre el modelo natural y el modelo de estructuras permeables sobre el Mezcalapa se alejan las altas velocidades de las márgenes; no se logra la obstrucción del flujo en el canal izquierdo sobre la primera curva del Mezcalapa. Cabe mencionar que el comportamiento de este tipo de estructuras con respecto al esfuerzo que oponen al flujo aumenta con el tiempo por la acumulación de basura, por lo que en un futuro podrían modificar más el campo de velocidades. Como se mencionó en el diseño de estas estructuras no se ajustaron a las líneas extremas del cauce con la intención de acercar las velocidades altas a los bancos de arena y por erosión desgastarlos. Sobre la bifurcación se utilizó el mismo diseño de la cuña para distribuir los gastos, ayudado a uniformizar más el comportamiento del campo de velocidades a la entrada del río Carrizal. Sobre el la margen izquierda las altas velocidades se redujeron y se alejaron, ver figuras 4.9 (a) y (c).

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

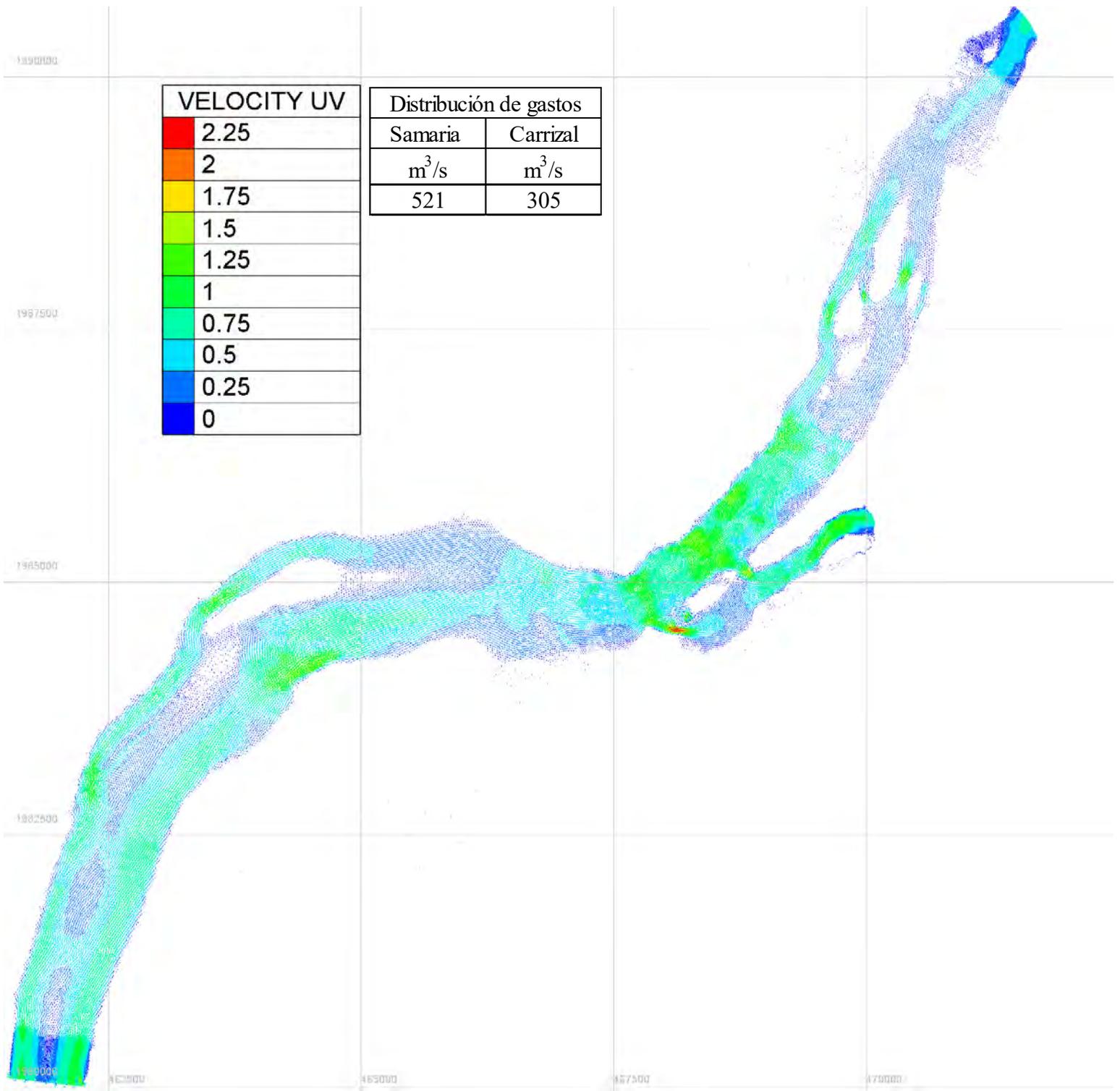


Figura 4.9 (a) Representación gráfica de las velocidades modelo natural

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

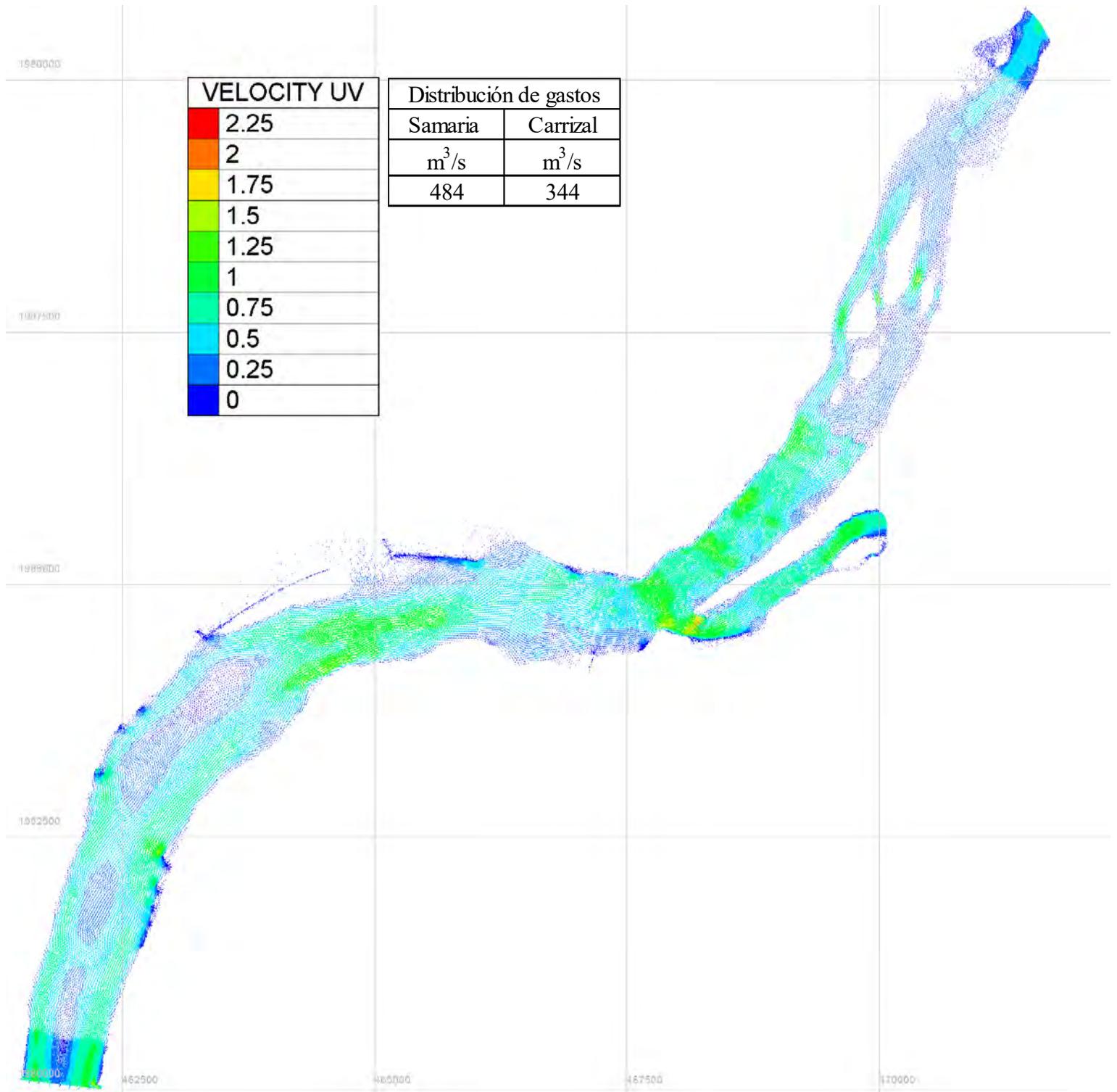


Figura 4.9 (b) Representación gráfica de las velocidades modelo con espigones y diques

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

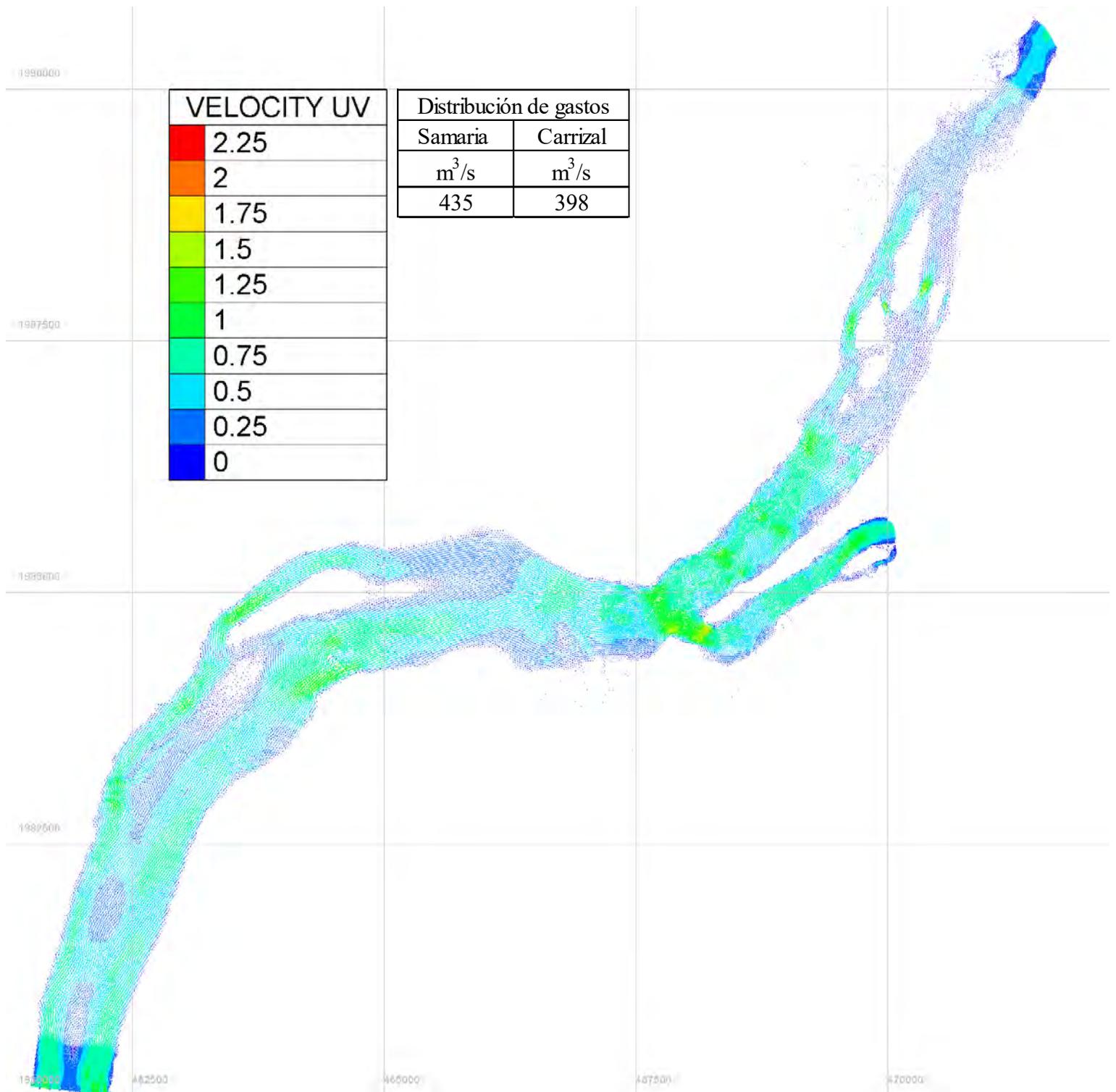


Figura 4.9 (c) Representación gráfica de las velocidades modelo con estructuras permeables

Distribución de Flujos (U_h)

Se observa que entre el modelo natural y el modelo con estructuras de diques y espigones a la mitad de la primera curva se corta el avance del flujo por dos canales, esto da pie a que la margen izquierda del río Mezcalapa se recupere. Sobre la bifurcación, en el modelo natural existe una zona de intenso flujo a la entrada del Samaria, debido a que el acceso al Carrizal es por dos canales independientes y estos se encuentran separados cerca de 1 km de distancia. Esto se mitiga gracias al diseño de la cuña en la bifurcación; nótese que el flujo se uniformiza por restringir el acceso del flujo al Carrizal por un solo canal, ver figuras 4.10 (a) y (b).

Entre el modelo natural y el modelo de estructuras permeables, no se logra encaminar la curva del Mezcalapa sobre un solo canal. Entre los modelos de las estructuras de espigones-diques y las permeables; ambos usan el diseño de cuña de la bifurcación, pero el de las estructuras permeables logra reducir mejor el flujo cerca de la margen izquierda del Samaria, al cual se le atribuye la alta tasa de migración marginal, ver figuras 4.10 (a) y (c).

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

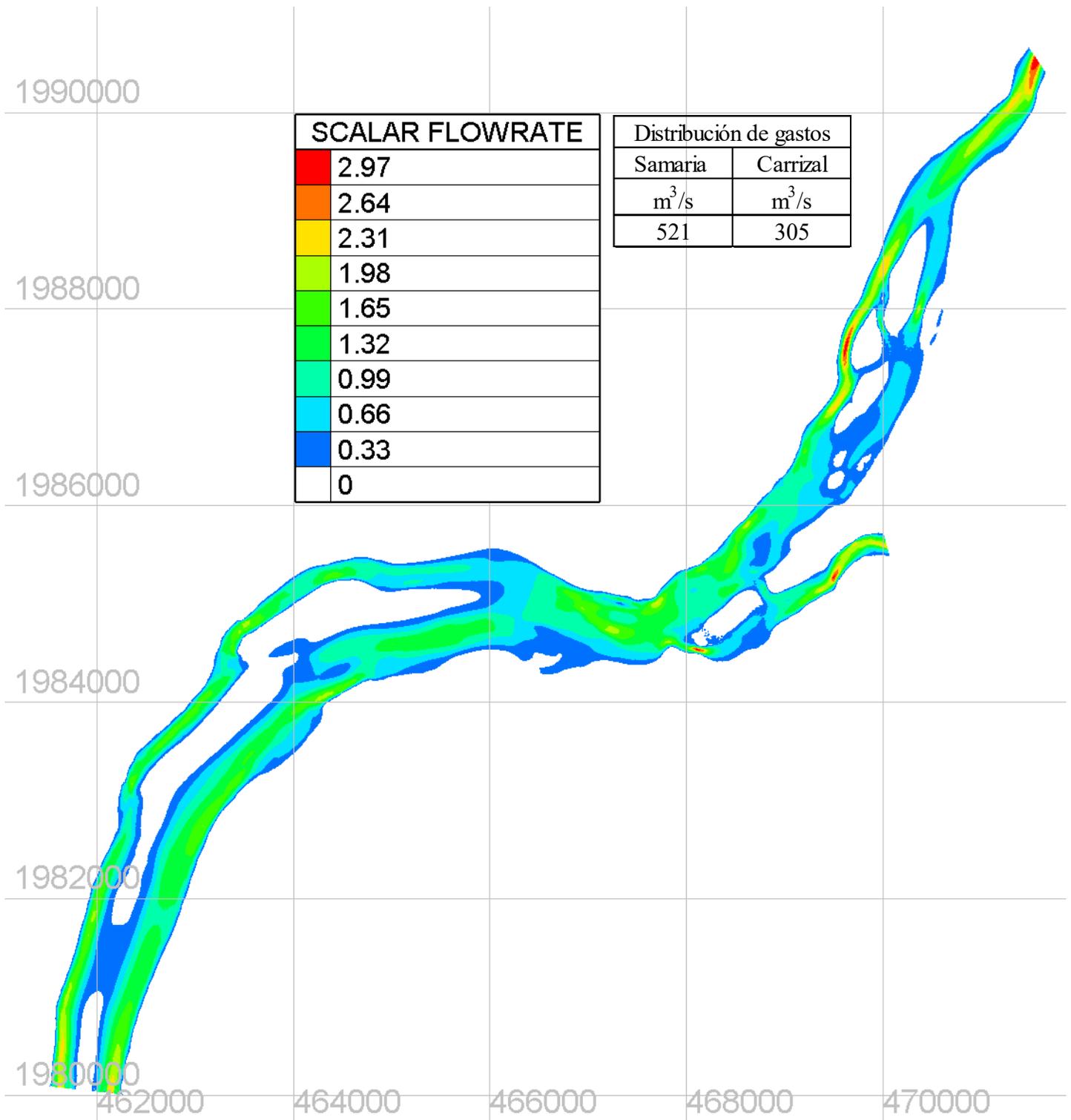


Figura 4.10 (a) Representación gráfica de los flujos del modelo natural

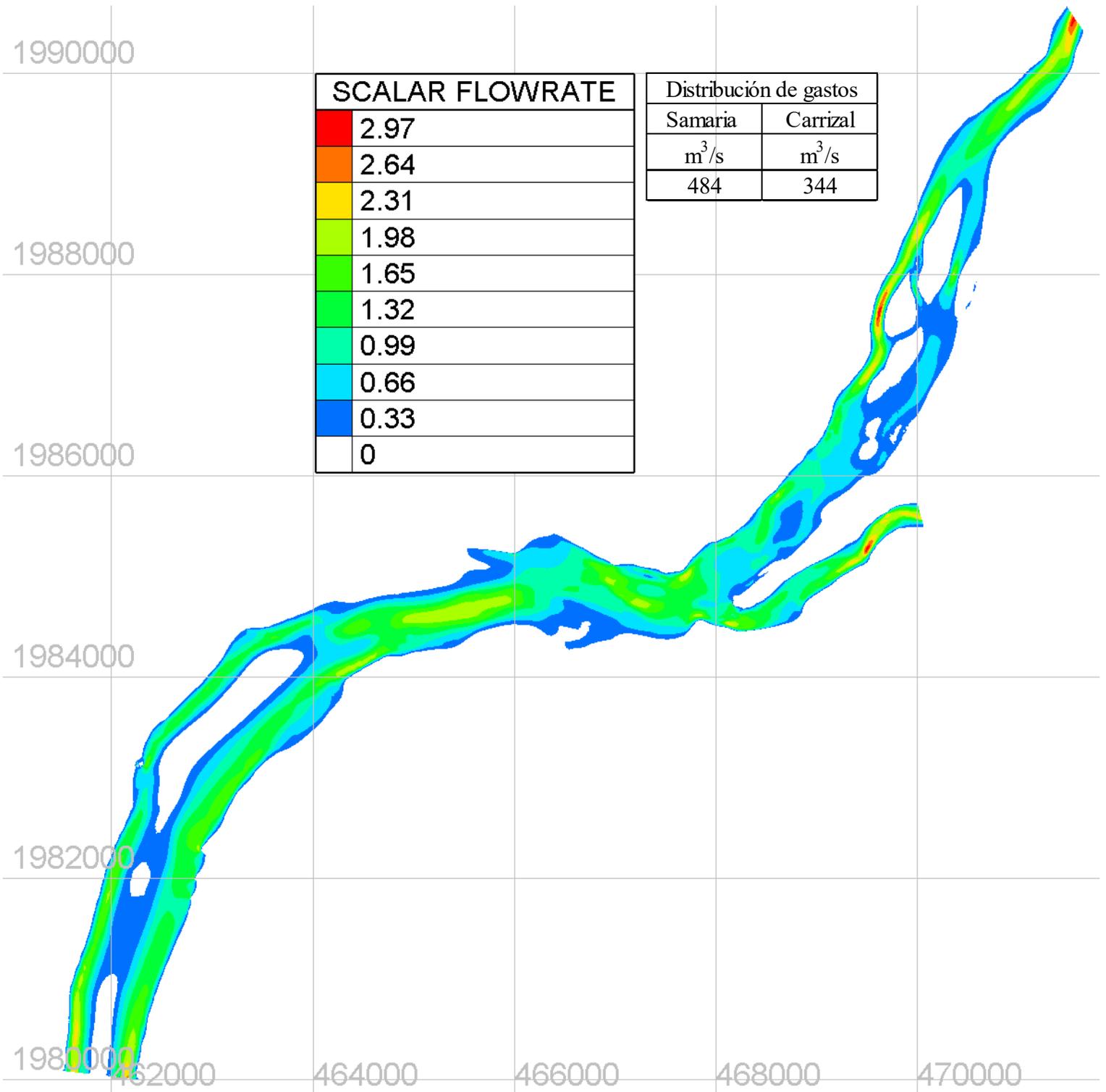


Figura 4.10 (b) Representación gráfica de los flujos con espigones y diques

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

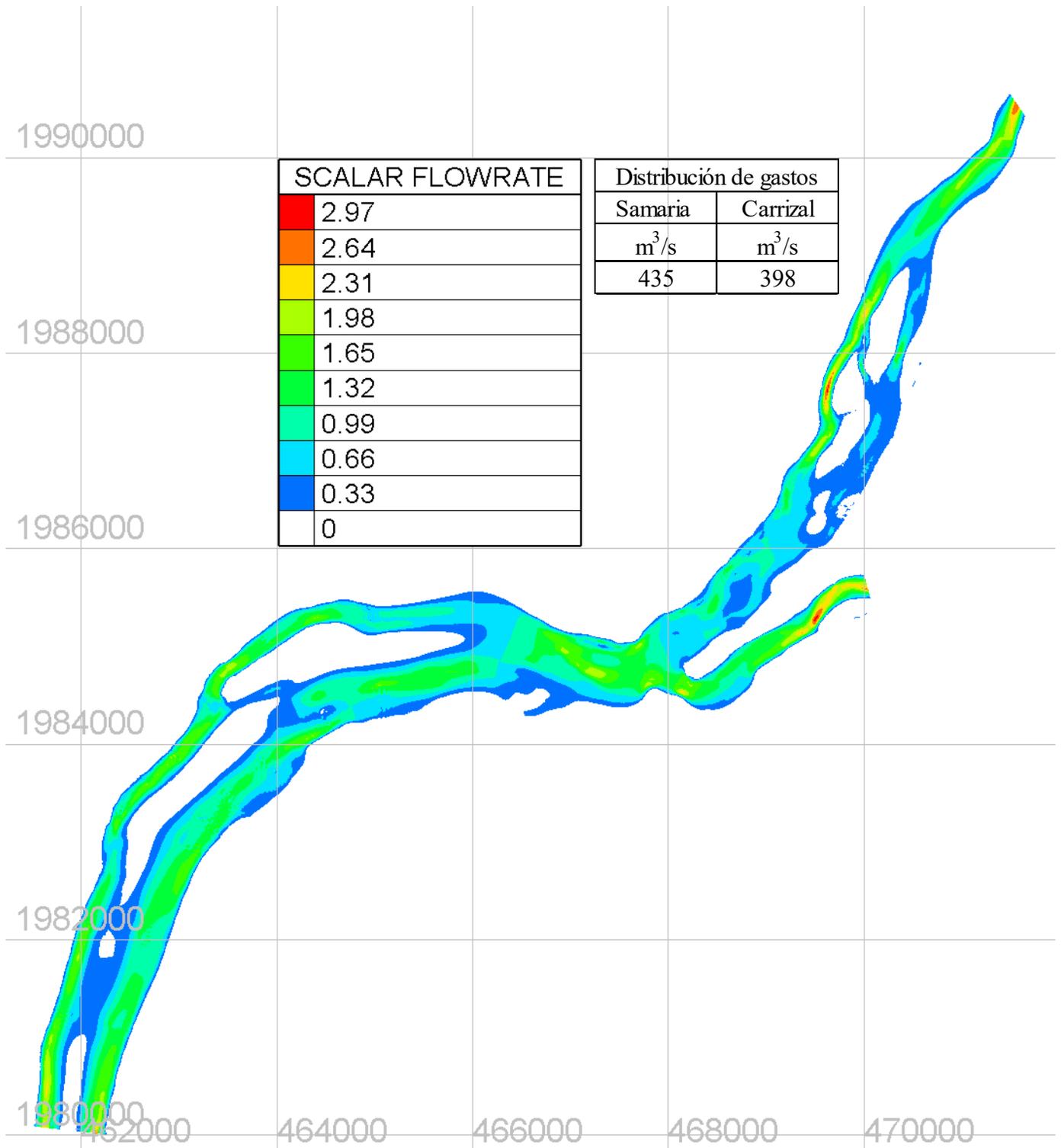


Figura 4.10 (c) Representación gráfica de los flujos con estructuras permeables

Distribución de velocidades al cortante (U^*)

Como se mencionó en el capítulo anterior un valor referente es el lumbral del principio de movimiento de las partículas de arena que en este caso es de 0.052 m/s; esto de acuerdo al parámetro de Shilde considerando un D_{50} de 0.5 mm.

Entre el modelo natural y el de estructuras permeables sobre el Mezcalapa se logra generar más zonas de posible arrastre de partículas cerca de los bancos, lo cual fue el objetivo buscado. En la bifurcación se reducen las velocidades al cortante, sobre el Samaria se reducen los valores cerca de la margen izquierda y en el Carrizal los picos disminuyen, ver figuras 4.11 (a) y (b).

Entre el modelo natural y el de espigones y diques; sobre el Mezcalapa se aumenta las zonas de posible arrastre de partículas, en la curva se restringe el flujo a un solo canal, lo cual propensa a depósito de material detrás de los diques marginales. En la bifurcación ocurre el mismo comportamiento que el modelo de estructuras permeables, ver figuras 4.11 (a) y (c).

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

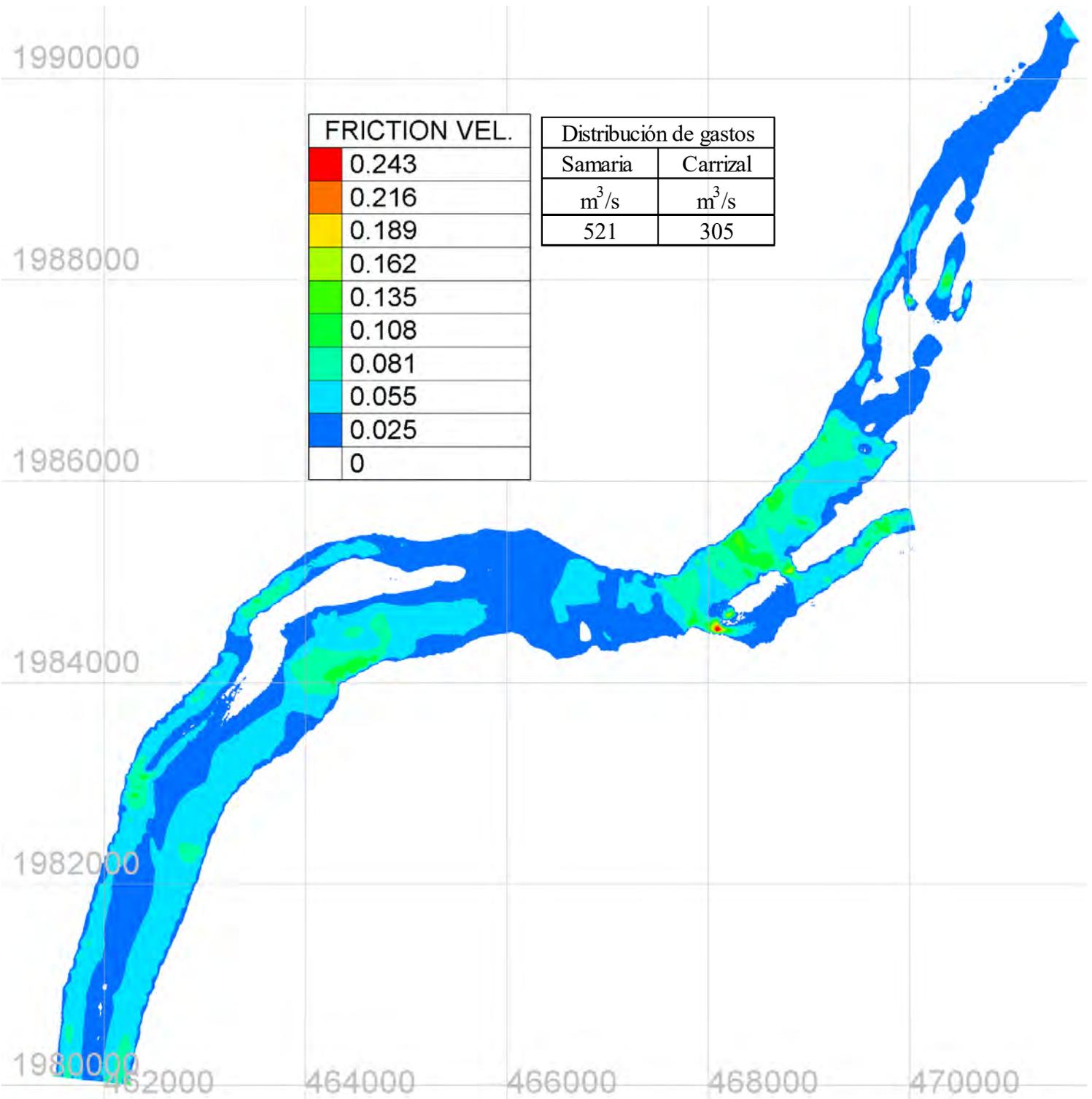


Figura 4.11 (a) Representación gráfica de las velocidades al cortante del modelo natural

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

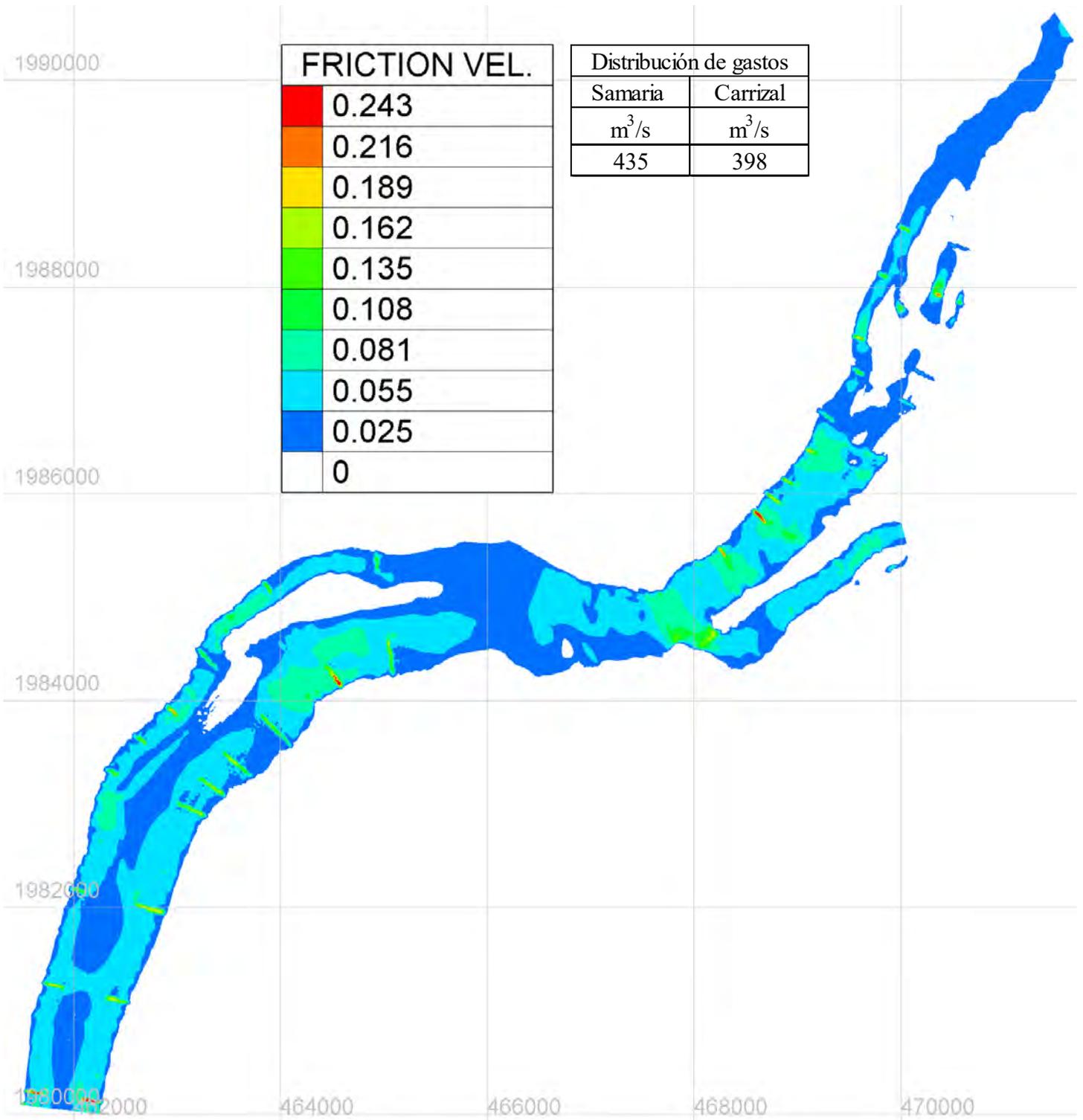


Figura 4.11 (b) Representación gráfica de las velocidades al cortante del modelo con estructuras permeables

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

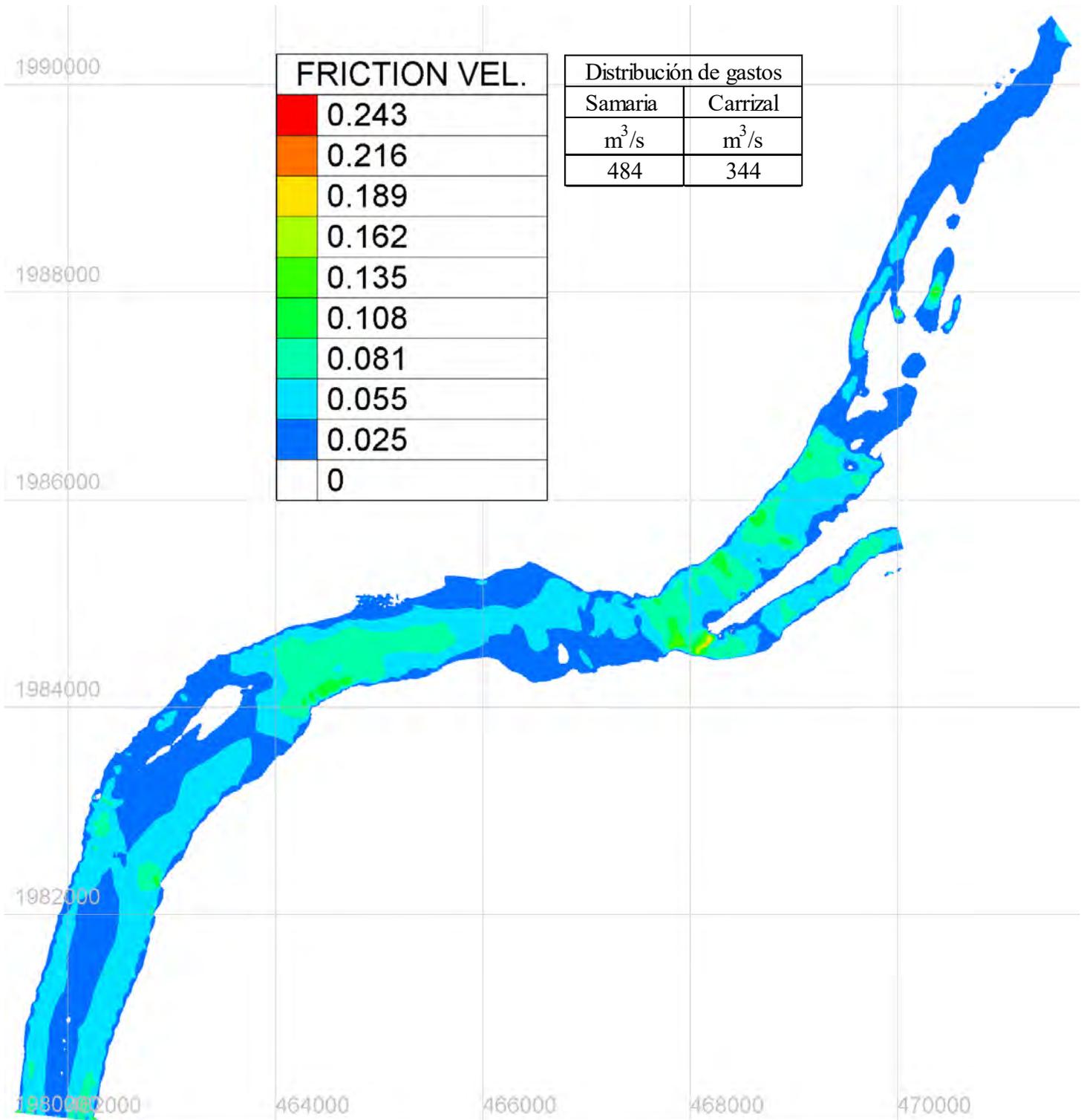


Figura 4.11 (c) Representación gráfica de las velocidades al cortante del modelo con espigones y diques marginales

Conclusiones

En términos generales, la investigación nació debido al peculiar comportamiento de socavación en la curva entre los ríos Mezcalapa-Samaria, la cual se recarga sobre la parte interna en vez de la externa como se espera en un flujo en curvas.

Al consultar la publicación de Téllez (2015), se aprecia la cercanía de la condición de frontera aguas arriba con la zona de la bifurcación; aportando una distribución de velocidades uniforme y perpendicular a la curva entre los ríos Mezcalapa-Samaria. Nótese que existe una curva antes; la cual con base a lo descrito por la hidrodinámica en curvas al salir de esta produce una distribución de velocidades no uniforme. Lo anterior puede observarse en las secciones 10, 11 y 12 de las figuras del análisis de sensibilidad del capítulo 3, las cuales describen la distribución de velocidades al final de la primera curva.

El propósito de utilizar modelos bidimensionales es evaluar puntualmente las velocidades, flujos unitarios y velocidades al cortante en las zonas. En cuanto a la obtención de experiencia en el desarrollo de estos modelos se realizaron los cálculos del experimento de No. 1 de Rozovskii (1957), para observar el comportamiento del flujo en curvas comparando mediciones con cálculos. Por otra parte, se observa que Rozovskii considera la hipótesis de la influencia de la ubicación de la frontera aguas arriba en el campo de velocidades de la curva; alejar esta frontera para no permitir que esta tenga influencia las velocidades en la curva.

En este sentido se consideró un análisis de sensibilidad para la localización de la condición de frontera aguas arriba planteando diversos casos y poder evaluar la variación del comportamiento sobre la bifurcación. En resumen, de este análisis se optó por la frontera F3 que es un punto intermedio entre las fronteras propuestas; desde un punto de vista cualitativo es la frontera que produce menos diferencia entre los distintos escenarios propuestos. Es importante mencionar que la información topográfica utilizada es de distintos años, no obstante se considera una aproximación razonable, dado que la evolución de la geomorfología de un río es muy lenta.

En cuanto al modelo definitivo sobre el Mezcalapa presenta un comportamiento ineficiente: al tener zonas de escaso flujo evaluando su ancho. El segundo aspecto es la concentración del flujo en dos canales independientes; lo que en consecuencia produce secciones transversales muy irregulares y zonas poco profundas.

En cuanto a la bifurcación, el comportamiento del flujo es irregular y con zonas de alta velocidad, esto puede tener relación al acceso de flujo por medio de dos canales separados al río Carrizal. De lado del Samaria encontramos un río del tipo trenzado, con las bajas velocidades y el flujo recargado por el canal izquierdo, provocando ser poco navegable y propenso a depósito de material.

Este trabajo ha demostrado que los fenómenos socavación en la zona están relacionados con los resultados obtenidos, lo cual naturalmente exige modificaciones, las cuales pretenden mejorar la hidrodinámica.

El diseño con estructuras de espigones y diques marginales logran: transitar el flujo en la curva del Mezcalapa sobre un solo canal. La estructura de la cuña sobre la bifurcación reduce las velocidades cerca de la margen izquierda a la entrada del Samaria, se considera de material sólida para resistir las velocidades al cortante. Sin embargo, estos cambios tienen un impacto importante en lo económico, dado que cada estructuras contempladas en esta propuesta se cotizan en millones de pesos mxm.

Como modelo alternativo se propuso utilizar estructura permeables (Jack); estas estructuras permitieron sobre la parte recta del Mezcalapa acercar las altas velocidades al cortante a los bancos de arena, la evolución de estos bancos será adelgazando en vez de reducirlos del tope hacia abajo. Sobre la bifurcación se logró reducir mejor las altas velocidades al cortante cerca de la margen izquierda. Es de mencionar que esta propuesta resulta económicamente más viable.

En conclusión, ambos diseños logran por separado comportamiento óptimos puntuales, como futuras investigaciones se recomienda la combinación de los mejores escenarios entre las dos propuestas y lograr un balance entre funcionalidad y economía.

Como trabajos futuros se plantea validar los modelos digitales realizados con modelos físicos, que de existir similitud en el comportamiento hidrodinámico entre ellos y en su posibilidad mediciones en prototipo; el planteamiento de las mejoras de hidrodinámicas presentes en este trabajo darán la certeza que funcionaran. El siguiente paso; evaluar la evolución de la morfología del fondo modelos digitales y con mesas de arena.

Bibliografía

- Alfaro, T. (12 de Abril de 2006). *Estudios sociales*. Obtenido de <http://www.nacion.com/zurqui/2006/abril/12/zurqui6.html>
- Blanckaert, K. (2011). "Hydrodynamic Processes in Sharp Meander Bends and Their Morphological Implications." *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* 116(1):1–22.
- Berezowsky-Verduzco, M, Téllez-Díaz, J, Rivera-Trejo, F, Mendoza-Resendiz, A y Jiménez-Castañeda, AA (2015). Sedimentological behavior of the Mezcalapa River Bifurcation, 9th Symposium on River, Coastal and Estuary Morphodynamics, Iquitos, Perú.
- Berezowsky, M, Rivera, F, Soto, G y Mendoza, A (2017). Study of the 3D flow patterns developed in bend near a bifurcation in Mezcalapa River, Mexico, 10th Symposium on River, Coastal and Estuary Morphodynamics, Iquitos, Perú.
- Castellarin, A., G. Di Baldassarre, P. D. Bates, and A. Brath. (2009). "Optimal Cross-Sectional Spacing in Preissmann Scheme 1D Hydrodynamic Models." *Journal of Hydraulic Engineering* 135(2):96–105. Retrieved (<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9429%282009%29135%3A2%2896%29>).
- Corestein, Georgina, Ernest Bladé, Cristina Lechuga, Ma Isabel Berga, and Alba González. (2010). "Estudio Experimental Y Numérico Del Meandro de Quinzanas (Asturias)." XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Cunge, JA, Holly, FM y Verway, A. (1982), Practical aspects of computational river hydraulics.
- Subhasish Dey (2014). "Fluvial Hydrodynamics". Editorial Springer-Verlag Berlin Heidelberg. ISBN 978-3-642-19061-2
- Greco, Massimo, Michele Iervolino, and Andrea Vacca. (2017). "Analysis of Bedform Instability with 1-D Two-Phase Morphodynamical Models." *Advances in Water Resources* 0:1–15. Retrieved (<http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2017.07.002>).
- H. J. de Vriend and H. J. Geldof (1983). "Main flow velocity in short and sharply curved river bends". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109 ISSN 0733-9429/83/0007-0991
- Hervouet, J. (2007). *Hydrodynamics of free surface flows: Modelling with the finite element method*. John Wiley and Sons.
- Ippen Arthur T. (1963). "Boundary shear stresses in curved trapezoidal channels". *Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American*, Vol. 88, No. HY5
- James D. Riley, B. L. (2011). Flow Structure and channel morphology at a natural confluent meander bend. *Geomorphology*, 163-164, 84-98.
- Jiménez Castañeda A. A., Berezowsky-Verduzco, M.(2008), Funcionamiento hidráulico de la bifurcación Mezcalapa Sanaria Carrizal. *Ingeniería hidráulica de México*. Num. 4, pp.53-67
- Millán Campuzano Karina (2014). "Estudio para determinar las leyes de descarga de la estructura de control El Macayo". Tesis de licenciatura. Facultad de ingeniería de la UNAM
- Molls, M. y Chaudhry, H (1995) Depth-averaged open-channel flow model, *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 6, pp 453-465

ANÁLISIS DE HIDRODINÁMICA EN UNA CURVA DE RÍO

Moya Quiroga, V., S. Kure, K. Udo, and A. Mano. (2016). "Application of 2D Numerical Simulation for the Analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia Flood: Application of the New HEC-RAS Version 5." *RIBAGUA - Revista Iberoamericana Del Agua* 3(1):25–33. Retrieved (<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S2386378116000025>).

Pisaturo, Giuseppe Roberto et al. (2017). "The Role of 3D-Hydraulics in Habitat Modelling of Hydropeaking Events." *Science of the Total Environment* 575:219–30. Retrieved (<http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.10.046>).

Robert P. Apmann (1972) "Flow Processes in Open Channel Bends". *Journal of the Hydraulics Division*. Vol. 98, Issue 5, Pg. 795-810

Rozovskii (1957) Flow of water in bends of open channels, Academy of Sciences of the Ukranian SSR, Institute of Hydrology and Hydralic Engineering. No. 363

Sukhodolov, Alexander N. (2012). "Structure of Turbulent Flow in a Meander Bend of a Lowland River." *Water Resources Research* 48(1):1–21.

Tellez Díaz Jazmin Anahi (2015). "Hidrpdinámica y comportamiento del sedimento en ina bifurcacion de un río". Tesis de maestría UNAM. Instituto de ingeniería UNAM

Walter H. Graf, M. S. Altinakar (1998). "Flow and transport processes in channels of simple geometry". Editorial JOHN WILE & SONS. ISBN 0-471-97714-4